

TẠP CHÍ KHOA HỌC
**KIẾN TRÚC
& XÂY DỰNG**

TRƯỜNG ĐẠI HỌC KIẾN TRÚC HÀ NỘI
Science Journal of Architecture & Construction

Tổng biên tập

PGS.TS.KTS. Lê Quân

Phó Tổng biên tập

GS.TS.KTS. Nguyễn Tố Lăng

Toà soạn

Phòng Khoa học Công nghệ
Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội
Km10, đường Nguyễn Trãi, Thanh Xuân, Hà Nội
ĐT: (84-4) 3854 2521 Fax: (84-4) 3854 1616
Email: tapchikientruchn@gmail.com

Giấy phép số 651/GP-BTTTT ngày 19.11.2015
của Bộ Thông tin và Truyền Thông
Chế bản tại: Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội
In tại Công ty in Đa Sắc
Nộp lưu chiếu: 09.2017

Hội đồng khoa học

PGS.TS.KTS. Lê Quân

Chủ tịch Hội đồng

GS.TS.KTS. Nguyễn Tố Lăng

Phó chủ tịch Hội đồng

PGS.TS.KTS. Phạm Trọng Thuật

TS.KTS. Ngô Thị Kim Dung

PGS.TS. Lê Anh Dũng

TS.KTS. Vũ An Khánh

Thường trực Hội đồng

Biên tập và Trị sự

TS.KTS. Vũ An Khánh

Trưởng Ban Biên tập

CN. Vũ Anh Tuấn

Trưởng Ban Trị sự

Trình bày - Chế bản

ThS.KTS. Trần Hương Trà

Mục lục

Số 27/2017 - Tạp chí Khoa học Kiến trúc - Xây dựng

- 4** 45 năm đào tạo Chuyên ngành Xây dựng - Bề dày lịch sử tạo thế mạnh cho tương lai

KHOA HỌC VÀ CÔNG NGHỆ

- 6** Ảnh hưởng của muối cacbon, Triisopropanol amin và đá vôi siêu mịn đến cường độ sớm của xi măng Pooclăng
Tạ Ngọc Dũng, Phạm Thanh Mai

- 9** Nghiên cứu ảnh hưởng của tổ hợp phụ gia khoáng và sợi đến một số tính chất của bê tông cường độ siêu cao
Đỗ Trọng Toàn, Vũ Hải Nam, Trần Sinh

- 13** Nghiên cứu khả năng chế tạo gạch bê tông sử dụng tro bay nhiệt điện với hàm lượng cao
Nguyễn Việt Cường, Đinh Trọng Vương

- 20** Postbuckling behavior of functionally graded sandwich shallow spherical shells
Hoàng Văn Tùng

- 23** Tính ổn định cột có độ cứng tiết diện thay đổi bằng phương pháp sai phân hữu hạn
Trần Thị Thúy Vân, Hoàng Việt Bách

- 27** Khảo sát điều kiện bền về ứng suất pháp so với điều kiện độ võng của sàn thép
Nguyễn Thanh Tùng

- 30** Khảo sát khả năng chịu lực của tấm bê tông cốt thép chịu tải trọng nổ theo điều kiện liên kết
Nguyễn Ngọc Phương, Ngô Quốc Trung

- 34** Nghiên cứu tính toán bề rộng vết nứt trong kết cấu dầm bê tông cốt thép
Lê Phước Lành

- 38** Lựa chọn vật liệu chống cháy cho kết cấu thép
Chu Thị Bình

- 41** Hệ số khuyết đại mô men B2 trong cấu kiện thép chịu nén uốn theo tiêu chuẩn AISC
Vũ Quang Duẩn

- 45** Phân tích động mờ khung thép phẳng được giằng sử dụng thuật toán tiến hóa vi phân
Viet T. Tran, Anh Q. Vu, Huynh X. Le

- 48** Mô hình macro cho phân tích khung có tường chèn
Phạm Phú Tinh

- 54** Hiệu quả của dầm thép tổ hợp hàn tiết diện chữ I cánh rỗng
Vý Sơn Tùng, Bùi Hùng Cường

- 57** Nghiên cứu ảnh hưởng của độ lệch tâm tại vị trí nối chồng đến độ ổn định của thanh cánh thép tiết diện góc đơn
Phạm Thanh Hùng

- 61** Mối quan hệ giữa biến thiên độ ẩm với biến đổi các đặc trưng kháng cắt và khối lượng thể tích của đất phong hóa

Nguyễn Tiến Dũng, Nguyễn Đức Nguyên

- 66** Giải pháp thiết kế, thi công nền móng tháp truyền hình Tokyo SkyTree, Nhật Bản
Nguyễn Hoàng Long, Nguyễn Công Giang

- 70** Đánh giá khả năng hóa lỏng của nền đất châu thổ sông hồng do động đất phục vụ cho công tác thiết kế nền móng công trình
Trần Thượng Bình

- 74** Lựa chọn mô hình đất nền khi tính toán móng cọc chịu ảnh hưởng của hiện tượng hóa lỏng
Vương Văn Thành, Hoàng Ngọc Phong

- 77** Một số vấn đề tồn tại trong xây dựng phần ngầm nhà cao tầng tại Hà Nội
Nguyễn Ngọc Thanh

- 80** Quy trình thi công cọc khoan nhồi đường kính nhỏ tại khu vực Hà Nội
Tường Minh Hồng

- 84** So sánh công nghệ xây dựng sàn 3D-VRO với công nghệ xây dựng sàn truyền thống
Lê Văn Nam, Lê Huy Sinh

- 90** Quy trình thi công sàn U-boot Beton tại Việt Nam
Nguyễn Hoài Nam

- 94** Phân tích các phương pháp đánh giá chất lượng trong kiểm định công trình bê tông cốt thép
Vũ Hoàng Hiệp

- 97** Đánh giá an toàn kết cấu nhà ở lắp ghép tấm lớn hiện hữu
Nguyễn Võ Thông, Đỗ Văn Mạnh

- 100** Nghiên cứu quy trình bảo trì cột tháp viễn thông
Vũ Quốc Anh, Nguyễn Hải Quang

- 103** Đề xuất giải pháp kiểm định và quan trắc kết cấu bê tông cốt thép sử dụng phương pháp sóng âm thanh
Lương Minh Chính

- 108** Kiểm tra sai số khép lưới GPS áp dụng cho các mạng lưới GPS cạnh ngắn trong trắc địa công trình
Lê Văn Hùng, Nguyễn Xuân Hoàng

- 111** Khảo sát phương pháp tam giác không gian trong kiểm tra độ nghiêng của công trình
Lê Thị Nhung, Nguyễn Thái Chính, Ngô Thị Mến Thương

- 114** Nâng cao vai trò và hiệu quả của các môn lịch sử trong đào tạo kiến trúc sư
Vũ An Khánh

Contents

Number 27/2017 - Science Journal of Architecture & Construction

- 4** 45 years of Civil Engineer's Training - Tradition Creates Strengths for the Future

SCIENCE & TECHNOLOGY

- 6** Effects of carbon black, Triisopropanolamine, and ultrafine limestone powder on early strength of Portland cement

Tạ Ngọc Dũng, Phạm Thanh Mai

- 9** Research on the impact of combination of mineral and fiber additives to some properties of ultra - high strength concrete

Đỗ Trọng Toàn, Vũ Hải Nam, Trần Sinh

- 13** Study on feasibility of using fly ash with large content for producing concrete bricks

Nguyễn Việt Cường, Đinh Trọng Vương

- 20** Postbuckling behavior of functionally graded sandwich shallow spherical shells

Hoàng Văn Tùng

- 23** Column stability analysis with variation cross section using finite difference method

Trần Thị Thúy Vân, Hoàng Việt Bách

- 27** Investigation on the normal stress strength versus ultimate deflection in steel deck

Nguyễn Thanh Tùng

- 30** Study on bearing capacity of reinforced concrete plates subjected to blast loading by restrain conditions

Nguyễn Ngọc Phương, Ngô Quốc Trung

- 34** Research on the crack width calculation in reinforced concrete beams

Lê Phước Lành

- 38** Design considerations for fire protection materials for steel structures

Chu Thị Bình

- 41** Hệ số khuyết đại mô men B2 trong cấu kiện thép chịu nén uốn theo tiêu chuẩn AISC

Vũ Quang Dẫn

- 45** Fuzzy dynamic analysis of 2d-braced steel frame using differential evolution optimization

Viet T. Tran, Anh Q. Vu, Huynh X. Le

- 48** Macro models for analysis of infilled frames

Phạm Phú Tình

- 54** Effect of welded built-up I-section beam with hollow flange

Vy Sơn Tùng, Bùi Hùng Cường

- 57** Studying the influence of eccentricity at overlapping connections on the stability of single angle chords of the steel tower

Phạm Thanh Hùng

- 61** The relationship between moisture variability with characteristic variations of shear and bulk density of soil weathering

Nguyễn Tiến Dũng, Nguyễn Đức Nguyên

- 66** Design and construction solution of Tokyo SkyTree Television Tower foundation, Japan

Nguyễn Hoàng Long, Nguyễn Công Giang

- 70** Evaluation of the liquefaction potential of red river delta land by earthquake for foundation design

Trần Thượng Bình

- 74** The choice of foundation model when calculating the pile foundation which is influenced by the liquefaction phenomena

Vương Văn Thành, Hoàng Ngọc Phong

- 77** Some issues in construction of high-rise building underground in Hanoi

Nguyễn Ngọc Thanh

- 80** Construction method of small diameter bored pile in Hanoi area

Tường Minh Hồng

- 84** Comparison of the construction technology between the 3d- vro slab and the traditional flat floor

Lê Văn Nam, Lê Huy Sinh

- 90** Construction procedure of Beton U-boot slab in Vietnam

Nguyễn Hoài Nam

- 94** Analysis of quality assessment methods in reinforced concrete building inspection

Vũ Hoàng Hiệp

- 97** Safety assessment of preassembled large-size block building

Nguyễn Võ Thông, Đỗ Văn Mạnh

- 100** Research in the telecommunications maintenance process

Vũ Quốc Anh , Nguyễn Hải Quang

- 103** Propose procedure inspections of reinforced structures using the acoustic emission method

Lương Minh Chính

- 108** Check GPS network closing errors applied for short GPS baselines network in construction surveying

Lê Văn Hùng, Nguyễn Xuân Hoàng

- 111** Investigation of spatial triangular method in the tilt monitoring of construction

Lê Thị Nhung, Nguyễn Thái Chính, Ngô Thị Mến Thương

- 114** Enhance the Role and the Effectiveness of History Subjects in Architect's Training

Vũ An Khánh

INFORMATION & EVENTS

45 năm đào tạo Chuyên ngành Xây dựng - Bề dày lịch sử tạo thế mạnh cho tương lai

Phỏng vấn PGS.TS.KTS. Lê Quân - Hiệu trưởng Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Khối Đào tạo của Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội hiện gồm có 11 Khoa, 1 Viện và 1 Trung tâm, đào tạo 18 chuyên ngành đại học, 5 chuyên ngành sau đại học. Nhân dịp kỷ niệm 45 năm truyền thống đào tạo chuyên ngành Xây dựng dân dụng và công nghiệp và thành lập Khoa Xây dựng, Tạp chí Kiến trúc và Xây dựng có cuộc phỏng vấn PGS.TS.KTS. Lê Quân - Bí thư Đảng ủy, Hiệu trưởng Nhà trường.

Xin thầy Hiệu trưởng cho biết một vài thông tin về thời điểm thành lập Khoa Xây dựng trong lịch sử xây dựng và phát triển của Trường Đại học Kiến trúc?

Theo đề nghị của Bộ Kiến trúc, ngày 17/9/1969, Chính phủ đã ra quyết định số 181/CP, thành lập Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội. Ba năm sau, trong mùa tuyển sinh năm 1972, Nhà trường bắt đầu tuyển sinh chuyên ngành Xây dựng với 2 lớp đầu tiên là 72X và CT4X. Trong bối cảnh Trường đang sơ tán tại Thị trấn Xuân Hòa (Vĩnh Phúc) do Hà Nội bị ném bom đánh phá, Khoa Xây dựng được thành lập với nhiệm vụ chung của Trường là đào tạo những cán bộ kỹ thuật phục vụ công tác xây dựng và tái thiết đất nước sau chiến tranh.

Nhìn lại 45 năm qua, thầy có những đánh giá gì về Khoa Xây dựng?

Có thể nói về Khoa Xây dựng trong thời điểm kỷ niệm 45 năm thành lập: chúng tôi tự hào về bề dày truyền thống và tin tưởng vào sự phát triển của Khoa. Các thầy giáo, cô giáo, cán bộ, nhân viên công tác từ những ngày đầu thành lập Khoa đã vượt qua nhiều khó khăn, gian khổ của thời kỳ chiến tranh, với tình yêu nghề, hăng say nghiên

cứu, nắm bắt kiến thức chuyên ngành để đào tạo nên hàng vạn kỹ sư, góp phần quan trọng trong công tác xây dựng cơ bản, tái thiết và phát triển đất nước. Tinh thần đoàn kết, sáng tạo và sự nghiêm túc, cẩn trọng, say mê trong công tác của các thầy giáo, cô giáo Khoa Xây dựng đã trở thành bản sắc và truyền thống nổi tiếp qua nhiều thế hệ. Ngày nay, với đội ngũ gần 100 giảng viên được đào tạo bài bản, trong đó tỷ lệ đạt học vị tiến sĩ lên đến 35% với 2/3 trong số đó học tập, nghiên cứu tại các nước phát triển trở về công tác tại Khoa, chương trình và nội dung giảng dạy được đổi mới, kiến thức được cập nhật, Khoa Xây dựng đã được xã hội đánh giá là một địa chỉ đào tạo tin cậy cho các chuyên ngành xây dựng.

Chuyên ngành xây dựng được đào tạo trong một trường mang tên kiến trúc - chuyên ngành đào tạo đầu tiên của Trường, có khó khăn và thuận lợi gì, thưa thầy?

Đúng là chúng tôi cần quảng bá công tác đào tạo tốt hơn nữa, vì nghĩ tới Đại học Kiến trúc Hà Nội vẫn còn nhiều thí sinh lầm tưởng rằng Trường chỉ đào kiến trúc sư, phải thi tuyển sinh môn vẽ... Bên cạnh chuyên ngành Kiến trúc, chúng tôi còn tuyển sinh đào tạo 17 chuyên ngành khác, trong đó Khoa Xây dựng có ngành Kỹ thuật công trình xây dựng (gồm chuyên ngành Xây dựng công trình dân dụng và công nghiệp, Xây dựng công trình ngầm đô thị) và ngành Công nghệ kỹ thuật vật liệu xây dựng. Thuận lợi là các chuyên ngành có sự gắn kết, hỗ trợ tốt cho nhau, sinh viên được tiếp cận, học tập những giảng viên chuyên ngành liên quan từ các Khoa trong Trường. Lấy ví dụ về sự tương tác giữa 2 chuyên ngành Kiến



trúc và Xây dựng: sinh viên kiến trúc sẽ có hiểu biết kỹ hơn về mối quan hệ hữu cơ giữa kiến trúc và kết cấu công trình, sinh viên xây dựng đọc được ý đồ và tôn trọng ý tưởng kiến trúc trong khi triển khai phương án kết cấu. Vì thế, tính khả thi của các đồ án sẽ tăng lên.

Định hướng của Nhà trường trong việc phát triển các chuyên ngành đào tạo Xây dựng nói riêng, Khoa Xây dựng trong Trường nói chung?

Như đã giới thiệu, Khoa Xây dựng những ngày đầu chỉ đào tạo duy nhất chuyên ngành Xây dựng dân dụng và công nghiệp, đến nay đã phát triển thêm 2 chuyên ngành: Xây dựng công trình ngầm đô thị (đã tuyển sinh 13 khóa), Công nghệ kỹ thuật vật liệu xây dựng (đã tuyển sinh 9 khóa). Cùng với việc tuyển dụng, nâng cao trình độ đội ngũ giảng viên, đầu tư cơ sở vật chất, phòng thí nghiệm, văn phòng bộ môn, chỉ tiêu tuyển sinh các chuyên ngành thuộc Khoa Xây dựng cũng được điều chỉnh, hiện lớn nhất trong số các Khoa của Trường. Tạo điều kiện thuận lợi cho các giảng viên đi đào tạo ở nước ngoài, đổi mới chương trình đào tạo, cập nhật kiến thức, công nghệ tiên tiến trên thế giới, đưa sinh viên tham dự các khóa học tập trao đổi quốc tế... là các hướng ưu tiên phát triển Khoa Xây dựng. Bên cạnh đó, Nhà trường cũng khuyến khích Khoa thành lập các nhóm nghiên cứu chuyên sâu, tham gia tư vấn và phản biện theo yêu cầu của Bộ Xây dựng và các Hội nghề nghiệp, đào tạo các lớp kỹ sư chất lượng cao, tổ chức các khóa học theo nhu cầu, theo địa chỉ, tăng cường hợp tác nghiên cứu và công bố quốc tế. Ngoài phát triển chuyên ngành truyền thống, chuyên ngành xây

dựng công trình ngầm đô thị sẽ đẩy mạnh đào tạo kỹ năng mô phỏng, áp dụng công nghệ thi công mới, chuyên ngành Công nghệ kỹ thuật vật liệu xây dựng sẽ phát triển các vật liệu xanh, vật liệu hoàn thiện kiến trúc.

Đối với các cán bộ, giảng viên, sinh viên, thầy muốn nói điều gì nhân sự kiện kỷ niệm 45 năm thành lập Khoa Xây dựng?

Trước hết, chúng tôi xin chân thành cảm ơn những thế hệ thầy giáo, cô giáo, cán bộ, nhân viên từng công tác tại Khoa đã xây dựng nên truyền thống đào tạo của Khoa, cũng là một phần trong lịch sử của Trường. Cảm ơn các lãnh đạo Bộ Kiến trúc trước đây, nay là Bộ Xây dựng đã tạo điều kiện tốt cho sự phát triển của Trường. Chúng tôi cũng cảm ơn các tổ chức, đơn vị, cá nhân đã đồng hành, ủng hộ các hoạt động đào tạo và nghiên cứu khoa học của Khoa trong 45 năm qua.

Đối với các giảng viên, sinh viên đang công tác tại Khoa Xây dựng, mong muốn của tôi cũng là mong muốn chung của chúng ta: Trân trọng lịch sử của Khoa không gì ý nghĩa hơn bằng những đóng góp làm cho Khoa Xây dựng ngày càng phát triển hơn, đóng góp được nhiều hơn cho xã hội.

Xin cảm ơn thầy Hiệu trưởng đã chia sẻ.

Kính chúc thầy cùng gia đình dồi dào sức khỏe và hạnh phúc.

Tạp chí khoa học Kiến trúc Xây dựng thực hiện

Ảnh hưởng của muối cacbon, Triisopropanol amin và đá vôi siêu mịn đến cường độ sớm của xi măng Poocăng

Effects of carbon black, Triisopropanolamine and ultrafine limestone powder on early strength of Portland cement

Tạ Ngọc Dũng, Phạm Thanh Mai

Tóm tắt

Bài viết này trình bày một số kết quả nghiên cứu ảnh hưởng của hỗn hợp phụ gia gồm muối cacbon, triisopropanol amin và đá vôi siêu mịn đến cường độ sớm của xi măng poocăng. Các hỗn hợp phụ gia sử dụng với hàm lượng nhỏ (dưới 5% khối lượng so với xi măng), có thể tăng cường độ sớm của đá xi măng lên từ 10 - 30%.

Từ khóa: xi măng, muối cacbon, đá vôi siêu mịn, triisopropanol amin, cường độ sớm

Abstract

This paper presents some results about the effect of carbon black, triisopropanolamine, and ultrafine limestone powder on the development of early strength of Portland cement. With a small amount of additives (under 5% by mass of cement), early strength of Portland cement can be increased about 10 - 30%.

Keywords: cement, carbon black, triisopropanolamine, ultrafine limestone powder, early strength

PGS.TS. Tạ Ngọc Dũng

Viện Kỹ thuật hóa học, Trường Đại Học Bách Khoa Hà Nội

Email: dung.tangoc@hust.edu.vn

ThS. Phạm Thanh Mai

Khoa Xây dựng, Trường Đại học Kiến Trúc Hà Nội

Email: phamthanhmai489@gmail.com

1. Đặt vấn đề

Vấn đề nghiên cứu nâng cao cường độ của xi măng poocăng, đặc biệt là cường độ ở tuổi sớm, tuy không mới nhưng vẫn luôn thu hút sự quan tâm của các nhà khoa học, các nhà sản xuất. Trong đó, tác động bằng cách sử dụng các phụ gia luôn là một giải pháp mang lại hiệu quả cao, được áp dụng rộng rãi tại các nhà máy, đồng thời là một không gian kiến thức rộng để các nhà khoa học tiếp tục nghiên cứu.

Trong các nghiên cứu trước, nhóm nghiên cứu đã chứng tỏ được khả năng tăng cường độ sớm của đá xi măng khi sử dụng phụ gia, cụ thể như sau:

+ Phụ gia muối cacbon (C) với kích thước nano ở dải tỷ lệ 0 - 0,010% khối lượng so với xi măng, kết quả thu được cho thấy cường độ sớm của đá xi măng tăng ở các ngày tuổi 1, 3, 7 ngày, mức tăng cao nhất đạt được ở mẫu sử dụng 0,002% muối cacbon (1).

+ Phụ gia TIPA cho kết quả tăng cường độ đá xi măng đạt được ở 3 và 7 ngày tuổi, cường độ cao nhất đạt được khi sử dụng 0,02% TIPA; tuy nhiên, ở 1 ngày tuổi, tác động của TIPA thể hiện chưa rõ (2).

Bên cạnh đó, một trong những phụ gia khoáng cho xi măng đã được nghiên cứu sử dụng từ lâu và được dùng phổ biến tại các nhà máy là đá vôi. Hơn nữa, khi nghiền đá vôi đến kích thước mịn và siêu mịn dùng làm phụ gia cho xi măng cũng cho hiệu quả tốt. Các kết quả nghiên cứu trước đó đã chứng tỏ việc sử dụng đá vôi với kích thước mịn và siêu mịn làm phụ gia khi nghiền cùng clanhke ở tỷ lệ 1 - 3% [3]; khi trộn trực tiếp với xi măng PC ở tỷ lệ 5 - 20% [4]; khi trộn trực tiếp với xi măng PCB ở tỷ lệ 5 - 15% [5] đều có tác động làm tăng cường độ của đá xi măng.

Kết hợp với các kết quả nghiên cứu lý thuyết, nhóm nghiên cứu rút ra một số nhận xét và đưa ra các nội dung nghiên cứu tiếp theo như sau:

+ Kết hợp 2 loại phụ gia TIPA và muối cacbon để kiểm tra tác động của hỗn hợp phụ gia này đến cường độ sớm của xi măng poocăng.

+ Nhận thấy, trong điều kiện thường muối cacbon ở kích thước nano rất dễ bị vón lại, dẫn đến việc phân tán muối cacbon (C) hay hỗn hợp TIPA - C trong xi măng là rất khó, nhóm nghiên cứu đã nghĩ đến việc dùng một phụ gia khác đưa vào cùng hỗn hợp TIPA - C để phân tán tốt hơn HHPG này trong xi măng, không ảnh hưởng xấu đến cường độ xi măng, để đạt được mục tiêu nâng cao cường độ sớm của đá xi măng. Do đó, nhóm nghiên cứu sử dụng thêm đá vôi siêu mịn nghiền cùng hỗn hợp TIPA - C để phân tán tốt hơn hỗn hợp này trong xi măng. Đồng thời khảo sát ảnh hưởng của hỗn hợp phụ gia đá vôi siêu mịn - TIPA - C đến cường độ sớm của xi măng poocăng và tìm ra hàm lượng HHPG cho kết quả tốt nhất trong dải hàm lượng nghiên cứu.

Vì vậy, bài viết này sẽ trình bày một số kết quả nghiên cứu ảnh hưởng hỗn hợp phụ gia muối cacbon - TIPA và hỗn hợp phụ gia muối cacbon - TIPA - đá vôi siêu mịn đến cường độ sớm của xi măng poocăng.

2. Vật liệu và phương pháp nghiên cứu

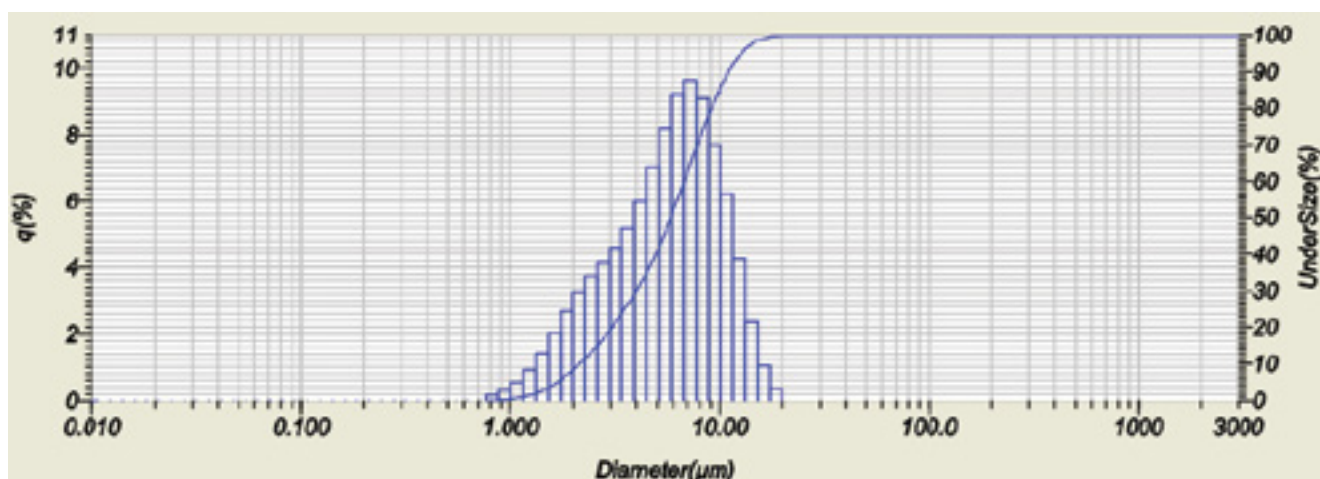
2.1. Vật liệu thí nghiệm

2.1.1. Xi măng Poocăng

Nghiên cứu này sử dụng xi măng poocăng có được bằng cách nghiền clanhke xi măng Bút Sơn với thạch cao Lào trong máy nghiền bi của phòng thí nghiệm.

(1) Triisopropanol amin

(2) Hỗn hợp phụ gia



Hình 1. Thành phần hạt của đá vôi siêu mịn

Bảng 1: Thành phần hóa của clanhke xi măng

Thành phần, % khối lượng							
CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	K ₂ O+Na ₂ O	SO ₃	MKN
64,61	21,15	5,25	3,18	2,25	0,94	0,29	0,33

Bảng 2: Thành phần khoáng của clanhke xi măng

Thành phần, % khối lượng			
C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF
62,42	13,94	8,53	9,68

Bảng 3: Đặc tính của muối cacbon

Màu sắc	Đen
Công thức phân tử	C
Phân tử lượng	12 (giống Cacbon)
Tỷ trọng	(20 °C) 1,7 – 1,9 g/cm ³
Khả năng hòa tan	Không tan trong nước
Giá trị pH	> 7 [50g/l nước; 68 °F (20 °C)]
Kích thước hạt	28 – 36 nm

Bảng 4: Thành phần hóa của muối cacbon

Thành phần, % khối lượng			
C	N	H	S
97,22	2,06	0,62	0,42

Bảng 5: Đặc tính của TIPA

Công thức phân tử	[CH ₃ CH(OH)CH ₂] ₃ N
Phân tử lượng	191,27
Tỷ trọng	1,027 g/cm ³
Điểm sôi	104 °C
Điểm đông	5 °C
Độ nhớt ở 25°C	240 cps
Dạng tồn tại	Lỏng

Bảng 6: Phân bố cỡ hạt của đá vôi siêu mịn

Cỡ hạt, μm	< 1	1 - 5	5 - 10	> 10
Hàm lượng, %	0,164	41,822	43,802	14,214

Bảng 7: Hàm lượng hỗn hợp phụ gia sử dụng

Ký hiệu mẫu	Tỷ lệ	HHPG, %
M0a		0
HH1	T:C = 10:1	0,022
HH2	T:C = 10:2	0,024
HH3	T:C = 10:3	0,026
HH4	T:C = 10:4	0,028
M0b		0
M1	D:T:C = 988:10:2	1
M2		2
M3		3

Thành phần khoáng, thành phần hóa của clanhke xi măng Bút Sơn (Bảng 1, 2)

2.1.2. Muối cacbon (C)

Sử dụng muối cacbon của Trung Quốc với các đặc tính như trong bảng 3, 4.

2.1.3. Triisopropanol amin (TIPA)

TIPA dạng chất lỏng không màu, là hỗn hợp của 85% TIPA với 15% nước cất.

Các đặc tính của TIPA như bảng 5.

2.1.4. Đá vôi siêu mịn

Đá vôi siêu mịn có thành phần hạt như bảng 6.

2.2. Phương pháp nghiên cứu

Hỗn hợp phụ gia muối cacbon (C) và TIPA (T) được trộn và phân tán trong nước trên máy khuấy từ trước khi sử dụng để đảm bảo độ phân tán tốt khi đưa vào trộn trực tiếp với xi măng.

Phụ gia đá vôi siêu mịn (D), muối cacbon và TIPA được nghiền siêu mịn trong máy nghiền hành tinh rồi đưa vào trộn đều với xi măng.

Bảng 8: Cường độ của mẫu xi măng sử dụng HHPG và biến đổi cường độ so với mẫu kiểm chứng (Δ)

Mẫu	HHPG, %	Kết quả cường độ nén các mẫu					
		R1		R3		R7	
		MPa	Δ , %	MPa	Δ , %	MPa	Δ , %
M0a	0	49,38	100	69,08	100	74,67	100
HH1	0,022	57,58	116,62	69,50	100,60	87,25	116,85
HH2	0,024	58,83	119,16	79,25	114,72	94,38	126,40
HH3	0,026	57,08	115,61	72,88	105,49	85,33	114,29
HH4	0,028	54,83	106,15	66,68	104,08	84,17	107,99
Mức tăng tối đa, %		~ 20%		~ 15%		~ 30%	

Khảo sát ảnh hưởng của các hỗn hợp phụ gia với hàm lượng khác nhau đến cường độ sớm của đá xi măng để tìm ra hàm lượng hỗn hợp phụ gia có ảnh hưởng tốt nhất.

Hàm lượng hỗn hợp phụ gia sử dụng.

3. Kết quả và thảo luận

3.1. Ảnh hưởng của hỗn hợp phụ gia TIPA – muối cacbon đến cường độ sớm của xi măng

Kết quả nghiên cứu ảnh hưởng của hàm lượng hỗn hợp phụ gia muối cacbon và TIPA đến cường độ sớm của đá xi măng được thể hiện trong bảng 8:

Kết quả cho thấy cường độ nén của các mẫu ở các tuổi 1, 3, 7 ngày đều tăng so với mẫu kiểm chứng (mẫu M0a), mức tăng mạnh nhất đạt được ở các mẫu sử dụng 0,024% hỗn hợp phụ gia trong thành phần (mẫu HH2).

3.2. Ảnh hưởng của hỗn hợp phụ gia đá vôi siêu mịn – TIPA – muối cacbon đến cường độ sớm của xi măng

Kết quả nghiên cứu ảnh hưởng của hàm lượng hỗn hợp phụ gia đá vôi siêu mịn, muối cacbon và TIPA đến cường độ sớm của đá xi măng được thể hiện trong bảng 9.

Kết quả cho thấy cường độ nén của các mẫu có hỗn hợp phụ gia ở tuổi 1, 3, 7 ngày đều tăng so với mẫu kiểm chứng (mẫu M0b); ở các tỷ lệ HHPG khác nhau (từ 1 - 3%), cường độ các mẫu tăng và tăng mạnh nhất ở mẫu sử dụng 2% hỗn hợp phụ gia trong thành phần (mẫu M2).

Qua đó có thể thấy rõ hiệu quả tăng cường độ đá xi măng khi sử dụng kết hợp các phụ gia đá vôi siêu mịn, TIPA và muối cacbon có kích thước nano. Như vậy, đá vôi siêu mịn đã thể hiện tốt vai trò phân tán hỗn hợp TIPA – C; đồng thời nó cũng thể hiện tác dụng vi cốt liệu và cùng với muối cacbon tạo các tâm kết tinh cho các sản phẩm hydrat hóa, tạo điều

Bảng 9: Cường độ của mẫu xi măng sử dụng HHPG và biến đổi cường độ so với mẫu kiểm chứng (Δ)

Ký hiệu mẫu	HHPG, %	Cường độ, MPa, tuổi					
		R1		R3		R7	
		MPa	Δ , %	MPa	Δ , %	MPa	Δ , %
M0b	0	51,60	100,00	60,19	100,00	75,20	100,00
M1	1	59,60	115,50	67,00	111,32	75,85	100,86
M2	2	62,38	120,88	74,83	124,33	81,90	108,91
M3	3	58,70	113,76	65,26	108,43	79,86	106,20
Mức tăng tối đa, %		~ 25%		~ 25%		~ 10%	

kiện thuận lợi cho sự hình thành và phát triển các tinh thể hydrat, lấp đầy lỗ rỗng giữa các hạt xi măng chưa thủy hóa hết, tạo cấu trúc đặc chắc cho đá xi măng. Mặt khác, các hạt đá vôi siêu mịn sẽ phản ứng với Ca(OH)_2 tạo ra trong quá trình thủy hóa xi măng, làm dịch chuyển cân bằng phản ứng nên chỉ còn một lớp vỏ mỏng bao phủ trên bề mặt các hạt C_3S giúp sự khuếch tán ion qua lớp vỏ mỏng này xảy ra dễ dàng, thúc đẩy tốc độ hydrat hóa các khoáng; đồng thời các hạt đá vôi siêu mịn phản ứng với Ca(OH)_2 tạo thành hydro cacbohidroxit canxi $\text{CaCO}_3 \cdot n\text{Ca(OH)}_2 \cdot m\text{H}_2\text{O}$ [6] cũng đóng vai trò là mầm kết tinh dị thể, giúp xi măng đông rắn nhanh và tăng cường độ sớm của đá xi măng. Đồng thời, TIPA có khả năng phản ứng với sắt từ khoáng C_4AF tạo phức Fe(III)-TIPA , giúp phá vỡ lớp bảo vệ giàu Fe(III) bởi sự chuyển dịch Fe^{3+} , tạo điều kiện để các khoáng khác trong clanhke thủy hóa sớm hơn, giúp tăng cường độ của xi măng [2,7].

4. Kết luận

Hỗn hợp phụ gia muối cacbon, TIPA giúp tăng cường độ sớm của đá xi măng, hiệu quả tăng cường độ cao nhất đạt được khi sử dụng 0,024% hỗn hợp phụ gia trong thành phần (mẫu HH2) với mức tăng cường độ là 19,16% ở 1 ngày tuổi, 14,72% ở 3 ngày tuổi và 26,40% ở 7 ngày tuổi khi so sánh với mẫu kiểm chứng (mẫu M0a).

Hỗn hợp phụ gia muối cacbon, TIPA và đá vôi siêu mịn giúp tăng cường độ sớm của đá xi măng, hiệu quả tăng cường độ rõ rệt khi sử dụng 2% hỗn hợp phụ gia trong thành phần (mẫu M2) với mức tăng cường độ là 20,88% ở 1 ngày tuổi, 24,33% ở 3 ngày tuổi và 8,91% ở 7 ngày tuổi khi so sánh với mẫu kiểm chứng (mẫu M0b).

Các kết quả nghiên cứu đã cho thấy hiệu quả rõ rệt khi sử dụng hỗn hợp các phụ gia và tìm ra tỷ lệ hiệu quả đối với từng hỗn hợp phụ gia trong nghiên cứu này./.

Tài liệu tham khảo

1. Tạ Ngọc Dũng, Nguyễn Văn Hoàn, Trần Tử Hùng, Nguyễn Thị Hoàn. (2013). Phụ gia siêu mịn cải thiện cường độ sớm của đá xi măng. Hà Nội: Hội nghị Khoa học kỷ niệm 50 năm ngày thành lập Viện KHCN Xây dựng.
2. Phạm Thanh Mai, Tạ Ngọc Dũng. (2014). The effects of triisopropanolamine (TIPA) on the development of early strength of Portland cement. Hanoi: Journal of Science & Technology Technical Universities.
3. Võ Nguyên Hùng. (2013). Nghiên cứu ảnh hưởng của kích thước hạt phụ gia khoáng đến một số tính chất của xi măng poocăng. Hà Nội: Luận văn thạc sĩ Đại học Bách khoa Hà Nội.
4. Nguyễn Trần Sơn, Trần Duy Quý. (2009). Nghiên cứu ảnh hưởng của phụ gia đá vôi mịn và siêu mịn đến một số tính chất của xi măng. Hà Nội: Đồ án tốt nghiệp Đại học Bách khoa Hà Nội.
5. Nguyễn Mạnh Tường. (2005). Nghiên cứu khả năng sử dụng bột đá vôi siêu mịn làm phụ gia khoáng hoạt tính cho xi măng poocăng hỗn hợp. Hà Nội: Luận văn thạc sĩ Đại học Bách khoa Hà Nội.
6. Soroka, N. Stern. (1975). Calcareous fillers and the compressive strength of Portland cement. Cement and concrete research. Vol. 6, pp. 367-376, 1976. Pergamon Press, Inc Printed in the United States.
7. Phạm Thanh Mai. (2014). Khảo sát khả năng nâng cao cường độ sớm của xi măng poocăng. Hà Nội: Luận văn thạc sĩ khoa học Đại học Bách khoa Hà Nội.

Nghiên cứu ảnh hưởng của tổ hợp phụ gia khoáng và sợi đến một số tính chất của bê tông cường độ siêu cao

Research on the impact of combination of mineral and fiber additives to some properties of ultra - high strength concrete

Đỗ Trọng Toàn, Vũ Hải Nam, Trần Sinh

Tóm tắt

Bài báo này trình bày kết quả nghiên cứu ảnh hưởng của tổ hợp phụ gia khoáng từ tro bay, silica fume và nano silica cùng với sợi thép phân tán đến một số tính chất của bê tông cường độ siêu cao như cường độ chịu nén và chịu uốn, tính thấm nước và biến dạng co ngót,... Qua đây có những phân tích, đánh giá kết quả có được và đề xuất hướng nghiên cứu tiếp theo.

Từ khóa: Bê tông cường độ siêu cao (UHSC); tổ hợp phụ gia khoáng; sợi thép phân tán.

Abstract

This paper presents the research results on the impact of combination of mineral additives from fly ash, silica fume and nano silica with scattered steel fibers to some properties of ultra-high strength concrete such as compressive strength and bending strength, water permeability and deformation, shrinkage. Thereof, the obtained results are analyzed and evaluated and continued research directions are proposed.

Keywords: Ultra High Strength Concrete (UHSC); mineral additives; scattered steel fibers.

ThS. Đỗ Trọng Toàn

Khoa Xây dựng

Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Email: trongtoan007@gmail.com

TS. Vũ Hải Nam

Trung tâm Bê tông xi măng

Viện Vật liệu xây dựng

Email: namvixd@gmail.com

Trần Sinh

Sinh viên Khoa Xây dựng

Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Email: transinh9595@gmail.com

1. Đặt vấn đề

Trong công trình xây dựng, bê tông là loại vật liệu được sử dụng phổ biến chiếm trên 60% khối lượng công trình. Hiện nay ở Việt Nam các công trình xây dựng dân dụng thường sử dụng bê tông với cường độ nén là $20 \div 40$ MPa, nên kích thước kết cấu lớn. Bên cạnh đó, cùng với quá trình hội nhập kinh tế quốc tế thì nhu cầu phát triển xây dựng trên thế giới cũng như ở Việt Nam là rất lớn, đặc biệt sự phát triển của các công trình nhà cao tầng, siêu cao tầng, các kết cấu chịu ăn mòn, mài mòn, bề xử lý khí thải hạt nhân, các kết cấu vỏ mỏng, cầu dân sinh, ... đòi hỏi sự phát triển của vật liệu mới như bê tông cường độ siêu cao (UHSC).

Việc sử dụng vật liệu là yếu tố quan trọng quyết định đến chất lượng của bê tông. Thực tế cho thấy, ngoài các thành phần cơ bản trong chế tạo như xi măng, cốt liệu và nước thì có thể kết hợp sử dụng thêm các loại phụ gia khoáng và sợi để nâng cao chất lượng cho bê tông, đặc biệt là các loại bê tông đòi hỏi chất lượng cao như UHSC. Việc kết hợp nhiều loại phụ gia khoáng với nhau tạo thành tổ hợp cùng với sợi thép còn tiết kiệm chi phí vật liệu đầu vào, cải thiện cường độ, tính chống thấm, biến dạng,

2. Vật liệu sử dụng và phương pháp nghiên cứu

2.1. Vật liệu sử dụng

- Xi măng sử dụng trong nghiên cứu là xi măng Nghi Sơn PCB40, các tính chất cơ lý của xi măng thỏa mãn TCVN 2682-2009;
- Cát trắng mịn sử dụng thỏa mãn TCVN 7570-2006;
- Sử dụng phụ gia siêu dẻo gốc polycarboxylate thế hệ thứ 4 mức độ giảm nước của phụ gia là trên 40%. Tổ hợp phụ gia khoáng tro bay (FA), silica fume (SF) và nano silica (NS) có các chỉ số hoạt tính và tính chất phù hợp;
- Sợi thép sử dụng có tiết diện tròn, chiều dài 13 mm, đường kính 0,2 mm;
- Nước sử dụng trong đề tài đáp ứng các yêu cầu kỹ thuật TCVN 4506 - 2012 đối với nước trộn vữa và bê tông.

2.2. Phương pháp nghiên cứu

- Lý thuyết kết hợp với thực nghiệm
- Sử dụng phương pháp quy hoạch thực nghiệm để tìm phương trình hồi quy và cấp phối thí nghiệm.
- Sử dụng phương pháp thí nghiệm theo tiêu chuẩn Việt Nam và nước ngoài.
- Sử dụng các phương pháp phi tiêu chuẩn khác.

3. Kết quả nghiên cứu

3.1. Lựa chọn biến và tỷ lệ sử dụng trong qui hoạch thực nghiệm

Dựa theo các tài liệu tham khảo và quá trình thí nghiệm thăm dò trong phòng thí nghiệm đề tài lựa chọn các biến và tỷ lệ sử dụng trong qui hoạch thực nghiệm như sau:

- X_1 (nano silica-NS): tỷ lệ sử dụng $1\% \div 2\%$ so với xi măng;
- X_2 (tỷ lệ nước/chất kết dính-N/CKD): tỷ lệ sử dụng $0,15 \div 0,2$ so với chất kết dính;
- X_3 (tỷ lệ dùng sợi thép - Sợi): chọn tỷ lệ sử dụng $1\% \div 3\%$ so với thể tích bê tông.

3.2. Kết quả và đánh giá quy hoạch thực nghiệm

Tính toán thành phần bê tông dựa trên cơ sở quy hoạch thực nghiệm tính theo nguyên tắc thể tích tuyệt đối, kết quả được cho ở bảng 1.

Trên cơ sở kết quả thí nghiệm thu được theo kế hoạch thực nghiệm ở bảng 1, tính toán và thống kê theo phương pháp hồi quy với mức có nghĩa của các hệ số trong phương trình là $p=0,05$ và bậc tự do lặp $f_2=5$. Trong quá trình tính toán sử dụng phần mềm Design Expert 7.1, phần mềm Excel, và Maple 17 để xử lý số liệu ta thu được phương trình hồi quy mô tả quan hệ giữa các nhân tố ảnh hưởng gồm có tỉ lệ N/CKD,

Bảng 1: Cấp phối thí nghiệm và kết quả xác định cường độ chịu nén

STT	Biến mã			Tỷ lệ thành phần cấp phối			Cường độ chịu nén, MPa			
	x_1	x_2	x_3	NS	N/CKD	Sợi	R_n^1	R_n^3	R_n^7	R_n^{28}
1	-1	-1	-1	1	0,150	1,000	81,9	104,1	132,1	161,7
2	1	-1	-1	2	0,150	1,000	86,5	109,9	139,5	170,8
3	-1	1	-1	1	0,200	1,000	67,8	86,2	109,3	133,9
4	1	1	-1	2	0,200	1,000	70,5	89,6	113,7	139,2
5	-1	-1	1	1	0,150	3,000	105,5	134,0	170,0	208,2
6	1	-1	1	2	0,150	3,000	110,2	140,1	177,7	217,6
7	-1	1	1	1	0,200	3,000	85,4	108,5	137,7	168,6
8	1	1	1	2	0,200	3,000	92,3	117,3	148,8	182,2
9	-1,68	0	0	0,66	0,175	2,000	87,8	111,6	141,6	173,3
10	1,68	0	0	2,34	0,175	2,000	92,1	117,1	148,6	181,9
11	0	-1,68	0	1,5	0,133	2,000	107,4	136,4	173,1	211,9
12	0	1,68	0	1,5	0,217	2,000	77,0	97,9	124,1	152,0
13	0	0	-1,68	1,5	0,175	0,318	72,0	91,5	116,1	142,2
14	0	0	1,68	1,5	0,175	3,682	100,8	128,2	162,6	199,1
15	0	0	0	1,5	0,175	2,000	86,5	110	139,5	170,8
16	0	0	0	1,5	0,175	2,000	87,4	111,1	140,8	172,5
17	0	0	0	1,5	0,175	2,000	89,8	114,1	144,8	177,3
18	0	0	0	1,5	0,175	2,000	88,2	112,1	142,2	174,2
19	0	0	0	1,5	0,175	2,000	83,5	106,1	134,6	164,9
20	0	0	0	1,5	0,175	2,000	85,7	108,9	138,1	169,1

hàm lượng NS, hàm lượng sợi thép tới hàm mục tiêu dưới dạng biến mã như sau:

$$\hat{Y} = 171,59 + 6,39.X_1 - 28,97.X_2 + 32,87.X_3 + 0,17.X_1.X_2 + 3,07.X_1.X_3 - 5,5.X_2.X_3 + 3,63.X_1^2 + 7,98.X_2^2 - 3,39.X_3^2$$

Kiểm tra tính tương hợp của mô hình qua chuẩn số Fisher với mức có nghĩa là 0,05 và phần mềm Design Expert 7.1 cho kết quả mô hình tương hợp với bức tranh thực nghiệm.

Trong UHSC giữa các yếu tố ảnh hưởng luôn có sự tương tác qua lại với nhau, xét với hai yếu tố khi cố định hàm lượng của của yếu tố thứ 3, sự thay đổi của một trong hai yếu tố ảnh hưởng tới hàm mục tiêu khi khảo sát trên miền nghiên cứu của yếu tố còn lại, có thể thấy rõ ảnh hưởng đó thông qua không gian đồ thị xOy. Xét trường hợp giữa hai yếu tố đầu vào là tỷ lệ N/CKD và hàm lượng NS, tương quan ảnh hưởng của hai thành phần với nhau được thể hiện tại các vị trí đặc biệt của hệ khi ta cố định hàm lượng sợi thép tại vị trí tâm kế hoạch.

Nhận xét chung:

Cả ba yếu tố (N/CKD, NS, hàm lượng sợi thép) đều ảnh hưởng đến sự phát triển cường độ cho bê tông. Khi một trong ba yếu tố thay đổi thì cường độ bê tông cũng thay đổi theo. Hàm lượng nanosilica ảnh hưởng tỷ lệ thuận với cường độ chịu nén của bê tông. Khi hàm lượng nanosilica trong bê tông tăng, phản ứng puzzolan do hàm lượng SiO_2 hoạt tính trong bê tông tăng, làm giảm lượng C-H sinh ra do quá trình thủy hóa xi măng tạo khoáng C-S-H có cường độ cao. Bên cạnh phản ứng puzzolan, nanosilica cho vào còn giúp điền đầy vào khoảng trống trong bê tông tạo cho bê tông có cấu trúc đặc chắc hơn.

Tỷ lệ N/CKD ảnh hưởng rất lớn lên hàm mục tiêu cường độ. Khi hàm lượng nước trong bê tông giảm, cường độ bê tông tăng. Do vậy khi chế tạo bê tông, việc giảm lượng nước sử dụng cho cấp phối bê tông sẽ giúp tăng cường độ cho bê tông.

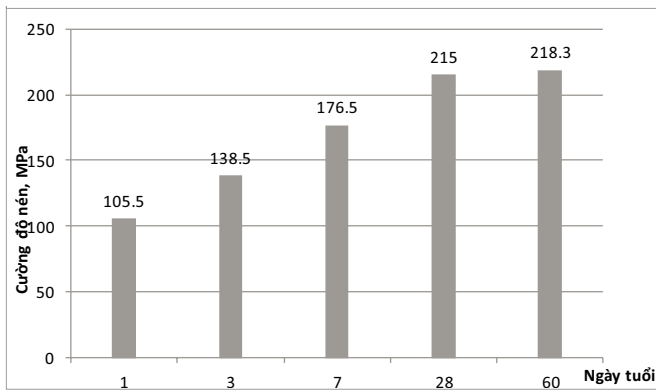
Sợi thép sử dụng trong bê tông liên kết các vùng đá xi

Bảng 2: Tỷ lệ thành phần vật liệu tối ưu từ phương pháp quy hoạch thực nghiệm

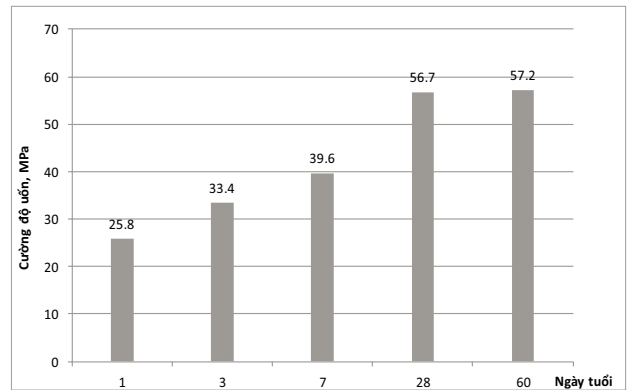
Kí hiệu mẫu	C/X	FA/X	SF/X	NS (%X)	THÉP/V (%V)	PGSD/CKD (%CKD)	N/CKD
TU _T	0,70	0,10	0,07	1,00	3,00	1,40	0,15

Bảng 3: Cấp phối lựa chọn cho 1m³ bê tông thí nghiệm

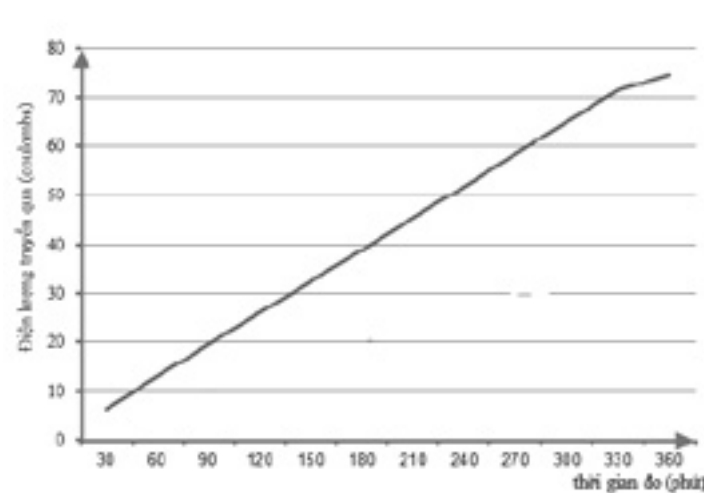
Kí hiệu mẫu	C (kg)	FA (kg)	SF (kg)	Ns (kg)	THÉP (kg)	PGSD (kg)	N (kg)	X (kg)	V (m ³)
TU _T	819	117	82	12	236	19	195	1169	1



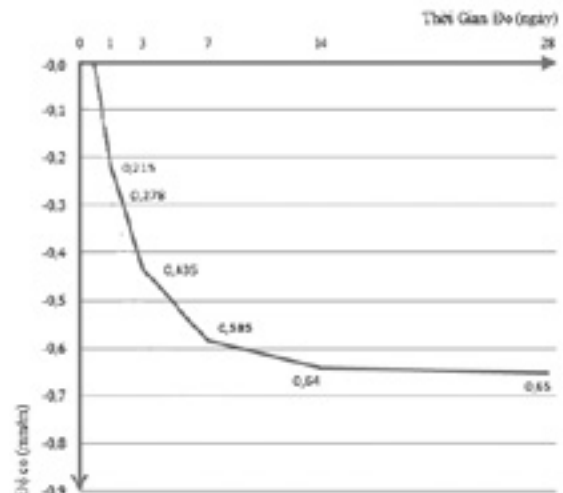
Hình 1. Cường độ chịu nén của mẫu thí nghiệm ở tuổi 3 đến 60 ngày



Hình 2. Cường độ chịu uốn của mẫu thí nghiệm ở tuổi 3 đến 60 ngày



Hình 3. Điện lượng truyền qua mẫu thí nghiệm theo thời gian



Hình 4. Xác định cơ ngót của mẫu thí nghiệm ở các tuổi 1, 3, 7, 14, 28 ngày

măng trong bê tông, giúp tải trọng khi tác dụng vào cấu trúc bê tông được phân bố đều khắp trong cấu trúc. Cường độ bê tông tăng mạnh khi hàm lượng sợi thép sử dụng tăng. Tuy vậy khi hàm lượng sợi thép sử dụng quá lớn bê tông bị phân tầng do những sợi thép cuộn thành từng búi và chìm xuống đáy kết cấu.

3.3. Kết quả nghiên cứu ảnh hưởng đến một số tính chất bê tông cường độ siêu cao

3.3.1. Ảnh hưởng của tổ hợp phụ gia khoáng và sợi thép đến cường độ chịu nén và chịu uốn.

Nhận xét: Kết quả xác định cường độ chịu nén và uốn của mẫu bê tông thí nghiệm cho thấy cường độ của bê tông phát triển nhanh và cho cường độ cao. Trong đó cường độ chịu nén của bê tông đạt 215MPa ở tuổi nén 28 ngày. Bê tông phát triển cường độ không nhiều từ 28 đến 60 ngày tuổi tăng từ 215MPa lên 218,3MPa. Cường độ chịu uốn tuổi một ngày đạt 25,2MPa, đạt yêu cầu đề ra với UHSC là trên 15MPa. Cường độ chịu uốn của bê tông đạt 56,7MPa ở tuổi 28 ngày.

Bê tông sử dụng cốt sợi và tổ hợp phụ gia khoáng cho phép kết cấu chịu lực có thể làm việc trong thời gian ngắn nhất sau khi thi công. UHSC thích hợp với công trình yêu cầu về thời gian thi công, công trình quân sự, cầu cảng hay bể chứa chất thải nguy hiểm. Tuy với chi phí ban đầu tương đối cao nhưng nếu xét lợi ích về khả năng chịu lực hay thời gian sử dụng đánh giá hiệu quả lâu dài thì UHSC là một lựa

chọn hợp lý.

3.3.2. Ảnh hưởng của tổ hợp phụ gia khoáng và sợi thép đến mức độ thấm ion clo

Kết quả tính toán thẩm ion theo phương pháp điện lượng đối với cấp phối bê tông rút ra từ phương trình hồi quy thực nghiệm được xác định theo TCVN 9337-2012.

Từ kết quả thu được theo thí nghiệm thẩm ion clo ta thấy cấp phối tối ưu có mức độ thẩm ion clo nằm trong khoảng dưới 100 coulomb. Việc sử dụng sợi thép trong cấu trúc bê tông cho phép dòng điện có thể truyền qua những sợi thép nhưng kết quả đo sự thẩm ion clo của sợi thép vẫn còn rất nhỏ. Kết quả trên cho thấy UHSC sử dụng tổ hợp phụ gia khoáng và sợi thép không những có cường độ cao mà còn có độ đặc chắc rất lớn. Từ đó tăng khả năng chống thấm và giảm thiểu khả năng ăn mòn vào bên trong bê tông và làm giảm nguy cơ gây ăn mòn đối với cốt thép trong bê tông. Độ đặc chắc lớn cho phép UHSC chế tạo từ tổ hợp phụ gia khoáng và sợi thép có thể làm việc trong kết cấu chịu ăn mòn cao tại môi trường biển, trong các lò hạt nhân và các bể chứa rác thải nguy hại.

3.3.3. Ảnh hưởng của tổ hợp phụ gia khoáng và sợi thép đến biến dạng co ngót trên mẫu trụ

Mục đích thí nghiệm này nhằm đánh giá sự biến đổi chiều cao mẫu trụ bê tông có kích thước 150x75mm theo thời gian, hỗn hợp bê tông được rót và tự lên đầy khuôn (không chấn động) được bảo dưỡng ở điều kiện nhiệt độ tiêu chuẩn, chờ

đến khi hỗn hợp bê tông đông kết (khoảng 8 ÷ 12 giờ) thì bắt đầu lắp đồng hồ đo biến dạng co ngót, qua đó đánh giá sự biến dạng trong bê tông ngay từ khi hỗn hợp bê tông đông kết tới trạng thái đá xi măng ở tuổi dài ngày. Phương pháp này dựa theo tiêu chuẩn ASTM-C1090-01. Kết quả theo dõi thay đổi chiều cao mẫu trụ được đánh giá theo tuổi bê tông 1, 3, 7, 14 và 28 ngày được trình bày theo hình 4.

Qua quá trình theo dõi co ngót của UHSC nhóm nghiên cứu nhận thấy bê tông có mức độ co ngót nhỏ. Sợi thép sử dụng trong cấu trúc bê tông là những sợi cứng, sợi thép liên kết với vùng đá xi măng sẽ cản co rất tốt. Thời gian co ngót mạnh nhất diễn ra trong giai đoạn từ 1 ngày tới tuổi 14 ngày. Trong giai đoạn từ khi co mềm đến độ tuổi 7 ngày là khoảng thời gian bê tông co nhiều nhất chiếm trên 80% chiều dài co của bê tông trong vòng 28 ngày tuổi. Từ 14 ngày tuổi đến 28 ngày tuổi bê tông co ngót chậm, thay đổi không đáng kể.

4. Kết luận và kiến nghị

4.1. Kết luận

1. Đề tài đã thiết lập được phương trình hồi quy thực nghiệm mô tả ảnh hưởng của thành phần cấp phối đến cường độ nén và uốn của UHSC ở tuổi 28 ngày, đưa ra cấp phối cho 1m³ bê tông như bảng 3.

2. Việc sử dụng tổ hợp phụ gia khoáng trong cấp phối không những giúp bê tông đạt cường độ cao mà còn cải thiện được cường độ ở tuổi ngắn ngày. Khi kết hợp nanosilica cùng với phụ gia khoáng giúp nâng cao chất lượng cho UHSC. Hiện nay, trong nước ta chưa có đề tài nào nghiên cứu ảnh hưởng của nanosilica đến tính chất của UHSC, đây là một bước tiến mới của đề tài.

3. Chế tạo được UHSC đạt cường độ nén trên 150MPa và cường độ uốn trên 15MPa khi sử dụng tổ hợp phụ gia khoáng bao gồm SF, NS, FA và sợi thép. Trong phạm vi nghiên cứu, đề tài đã chế tạo thành công UHSC đạt cường độ nén và uốn lớn nhất lần lượt là 215MPa và 56,7MPa ở điều kiện dưỡng hộ tiêu chuẩn.

4. Kết quả thẩm ion clo cho thấy UHSC sử dụng tổ hợp phụ gia khoáng và sợi thép có mức độ thẩm ion clo là không đáng kể (nhỏ hơn 100culong) và biến dạng co ngót của bê tông là rất nhỏ (nhỏ hơn 0,65 mm/m).

5. Việc sử dụng tổ hợp phụ gia khoáng và sợi thép trong chế tạo bê tông nói chung và bê tông cường độ siêu cao nói riêng hoàn toàn có thể áp dụng cho các công trình có yêu cầu đặc biệt cũng như các công trình dân dụng (cầu có nhịp lớn, kết cấu mỏng, cầu dân sinh, cầu vượt tại các khu đô thị hay các nhà cao tầng khác, ...).

4.2. Kiến nghị

1. Tiếp tục nghiên cứu sự ảnh hưởng của tổ hợp phụ gia khoáng và sợi thép đến một số tính chất khác của UHSC như tính công tác, khả năng giữ độ lưu động, modun đàn hồi, độ bền lâu, ... Đặc biệt là nghiên cứu ứng dụng vào các kết cấu cụ thể trên thực tế.

2. Nghiên cứu các ứng xử cơ học của UHSC khi sử dụng hàm lượng sợi thép phân tán khác nhau như: từ biến, quá trình phát triển và mở rộng vết nứt, khả năng chịu va đập và bài toán về dao động trên kết cấu để hướng tới các kết cấu đặc biệt như chịu tác động nổ, va đập mạnh.

3. Đánh giá tính kinh tế của tổ hợp phụ gia khoáng và sợi thép khi chế tạo loại bê tông này trong thị trường Việt Nam./.

Tài liệu tham khảo

1. ASTM-C1090-01: Tiêu chuẩn - Phương pháp thử - Đo sự thay đổi chiều cao mẫu trụ hỗn hợp vữa sử dụng chất kết dính xi măng.
2. TCVN 9337-2012: Bê tông nặng - Xác định độ thẩm ion clo bằng phương pháp đo điện lượng.
3. TCVN 7572-2006: Cốt liệu cho bê tông và vữa - Phương pháp thử.
4. TCVN 4506-2012: Nước cho bê tông và vữa - Yêu cầu kỹ thuật.
5. TCVN 10302:2014: Phụ gia hoạt tính tro bay dùng cho bê tông vữa xây và xi.
6. TCVN 3121-11:2003: Vữa xây dựng - Phương pháp thử, Phần 11: Xác định cường độ uốn và nén của vữa đã đông rắn.
7. TCVN 2682-2009: Xi măng Poóc lăng - Yêu cầu kỹ thuật.
8. Phạm Duy Hữu; Nguyễn Ngọc Long; Đào Văn Đông; Phạm Duy Anh, “Bê tông cường độ cao và chất lượng cao”.
9. Nguyễn Minh Tuyền, 2005. “Quy hoạch thực nghiệm”, Nhà xuất bản Khoa Học và Công Nghệ.
10. Văn Viết Thiên Ân, 2013. “Characteristics of Rice Husk Ash and Application in Ultra - High Performance Concrete”, Luận án Tiến Sĩ, Trường Đại học Xây Dựng, Hà Nội.
11. Bùi Danh Đại, 2010. “Phụ gia khoáng hoạt tính cao cho bê tông chất lượng cao”, Bài giảng dành cho Cao học Vật liệu Xây dựng, Trường Đại học Xây Dựng, Hà Nội.
12. Nguyễn Công Thắng, 2016. “Nghiên cứu chế tạo bê tông chất lượng siêu cao sử dụng phụ gia khoáng và vật liệu sẵn có ở Việt Nam”, Viện Khoa Học Công Nghệ Vật Liệu Xây Dựng.
13. Phạm Duy Hữu, Nguyễn Ngọc Long, Phạm Hoàng Kiên, Nguyễn Thanh Sang, 2011. “Nghiên cứu công nghệ chế tạo bê tông có cường độ siêu cao ứng dụng trong kết cấu cầu và nhà cao tầng”, Đề tài nghiên cứu khoa học và công nghệ cấp bộ, B2010-04-130-TĐ, Đại học Giao Thông Vận Tải.
14. Trần Bá Việt, Uông Hồng Sơn, 2015. “Nghiên cứu ảnh hưởng của hàm lượng sợi thép và tro trấu đến bê tông cường độ siêu cao – UHPSFC”, Tạp trí xây dựng, Bộ xây dựng, Số 1.
15. Peter Buitelaar, 2004. “Ultra High Performance Concrete: Developments And Application During 25 year”, International Symposium on UHPC, Kassel, Germany.

Nghiên cứu khả năng chế tạo gạch bê tông sử dụng tro bay nhiệt điện với hàm lượng cao

Study on feasibility of using fly ash with large content for producing concrete bricks

Nguyễn Việt Cường, Đinh Trọng Vương

Tóm tắt

Bài báo trình bày kết quả nghiên cứu ảnh hưởng của hàm lượng tro bay đến một số tính chất của gạch bê tông. Kết quả nghiên cứu chỉ ra rằng việc thay thế một phần cốt liệu của hỗn hợp bê tông bằng tro bay với hàm lượng hợp lý không những làm cường độ của gạch tăng đáng kể mà còn làm tăng khả năng chống thấm, giảm khối lượng thể tích cho viên gạch...

Từ khóa: Gạch bê tông, phế thải công nghiệp, tro bay, ...

Abstract

This article presents the results of studying the effect of fly ash content on some properties of concrete bricks. Research results indicate that, replacing a part of fine aggregate by fly ash with a reasonable content not only increases the strength of brick, but also increases the waterproofing capacity, weight of bricks.

Keywords: concrete bricks, Industrial waste, fly ash, ...

TS. Nguyễn Việt Cường
Khoa Xây dựng, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, Email: <cuong.vlxd.dhkt@gmail.com>

KS. Đinh Trọng Vương
Viện Khoa học thủy lợi Việt Nam

Tài liệu tham khảo

- 1469/QĐ-TTg, Phê duyệt Quy hoạch tổng thể phát triển vật liệu xây dựng Việt Nam đến năm 2020 và định hướng đến năm 2030, Hà Nội 2014.
- Vũ Hải Nam, Lê Việt Hùng, Tài liệu đào tạo "Công nghệ sản xuất gạch bê tông", Viện Vật liệu xây dựng, 2016.

1. Đặt vấn đề

Xây dựng, phát triển hệ thống hạ tầng xã hội là một yêu cầu quan trọng cho việc phát triển kinh tế của mỗi quốc gia trong đó có Việt Nam. Theo quy hoạch tổng thể phát triển VLXD đến năm 2020 [1], nhu cầu sử dụng vật liệu xây tương ứng khoảng 42 tỷ viên gạch quy chuẩn. Nếu đáp ứng nhu cầu này bằng gạch đất sét nung sẽ tiêu tốn khoảng 57 - 60 triệu mét khối đất sét, tương đương với 2.800 - 3.000 ha đất nông nghiệp; tiêu tốn từ 5,3 - 5,6 triệu tấn than; thải ra khoảng 17 triệu tấn khí CO₂, đây chính là nguyên nhân gây hiệu ứng nhà kính.

Mặt khác theo báo cáo của Bộ Xây dựng, đến năm 2018, với số lượng và quy mô các nhà máy nhiệt điện phát triển theo quy hoạch, khối lượng phát thải tro, xỉ sẽ là 61 triệu tấn; đến năm 2020 là 109 triệu tấn, đến năm 2025 là 248 triệu tấn. Trong khi, tổng lượng tro, xỉ được sử dụng làm nguyên liệu mới chỉ chiếm 30%, đòi hỏi mỗi năm mất hàng nghìn héc ta đất làm bãi chứa và gây áp lực ô nhiễm môi trường. Nguy cơ trước mắt là các nhà máy phải dừng sản xuất do không có đủ bãi chứa phế thải tro, xỉ.

Bảng 1: Tính chất cơ lý của xi măng PC40 Bút Sơn

TT	Chỉ tiêu	Kết quả	PP thử
1	Độ mịn, theo phương pháp Blaine, cm ² /g	3510	TCVN 4030:2003
2	Lượng sót sàng 0,09mm, %	1,1	TCVN 4030:2003
3	Lượng nước tiêu chuẩn, %	26,3	TCVN 6017:1995
4	Thời gian đông kết, phút - Bắt đầu - Kết thúc	150 185	TCVN 6017:1995
5	Cường độ nén, MPa - 3 ngày - 28 ngày	34.86 52.34	TCVN 6016:2011
6	Hàm lượng SO ₃ , %	2.07	TCVN 141:1998

Bảng 2: Thành phần hạt của đá mặt

Cỡ sàng	Hàm lượng sót sàng %	Hàm lượng sàng, %
5	0	<5
2,5	24.97	0-25
1,25	50.86	10-50
0,63	63.55	35-70
0,315	87.86	65-90
0,14	96.23	80-95

Bảng 3: Các tính chất cơ lý của đá mặt

Tính chất	Kết quả	Đơn vị	Phương pháp thử
Khối lượng thể tích đồ đông	1,671	g/cm ³	TCVN 7572-6:2006
Độ ẩm của đá	0,86	%	TCVN 7572-7:2006
Khối lượng riêng	2,705	g/cm ³	TCVN 7572-4:2006
Khối lượng thể tích khô	2,563	g/cm ³	TCVN 7572-4:2006
Modun độ lớn	3,23		TCVN 7572-2:2006
Độ hút Nước	2,459	%	TCVN 7572-4:2006

Bảng 4: Thành phần hóa tro bay Vĩnh Tân

MKN	SiO ₂	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	TiO ₂	N ₂ O td	CaO td
11,4	53,38	4,63	21,5	1,54	1,41	0,36	4,02	0,04	0,89	2,69	0,00

Bảng 5: Tính chất của tro bay NMĐ Vĩnh Tân theo tiêu chuẩn TCVN 10302:2014

TT	Tên chỉ tiêu	Đơn vị	Kết quả
1	Tổng hàm lượng các ôxit (SiO ₂ , Al ₂ O ₃ , Fe ₂ O ₃)	%	79,51
2	Hàm lượng SO ₃	%	0,36
3	Hàm lượng Cao tự do	%	<0,008
4	Hàm lượng kiềm Na ₂ O ₂ td	%	2,45
5	Độ ẩm	%	2,55
6	Hàm lượng MKN	%	11,4
7	Khối lượng riêng	g/cm ³	2,2
8	Độ mịn trên sàng 45µm	%	29,4
9	Chỉ số hoạt tính cường độ - Ở tuổi 7 ngày - Ở tuổi 28 ngày	%	75,30 87,60
10	Lượng nước yêu cầu	%	95

Bảng 6: Cấp phối nghiên cứu

STT	Thành phần bài phối			Nước (kg)	Độ cứng (s)
	Xi măng	Tro bay	Đá mặt		
F0-8	1	0	12.5	0.94	12
F20-8	1	2.50	10	1.05	14
F30-8	1	3.75	8.75	1.29	16
F40-8	1	5.00	7.50	1.42	9
F50-8	1	6.25	6.25	1.67	10

Chính vì vậy Chính phủ đã có Quyết định 567/QĐ-TTg phê duyệt chương trình phát triển VLXD tới năm 2020 với mục tiêu phát triển sản xuất và sử dụng VLXD không nung thay thế cho gạch đất sét nung. Theo đó, mục tiêu cụ thể là phải phát triển sản xuất và sử dụng vật liệu không nung thay thế gạch đất sét nung đạt tỷ lệ: 20-25% vào năm 2015; 30-40% vào năm 2020. Hàng năm sử dụng khoảng 15-20 triệu tấn phế thải công nghiệp (tro xỉ nhiệt điện, xỉ lò cao...) để sản xuất VLXD không nung, tiến tới xoá bỏ hoàn toàn các cơ sở sản xuất gạch đất sét nung bằng lò thủ công.

Theo các nghiên cứu và ứng dụng đã được thực hiện, vật liệu xây dựng đặc biệt là các loại gạch được làm từ tro xỉ có những đặc tính như cách âm, chống thấm, chịu nhiệt độ cao tốt hơn gạch đất sét nung. Từ những đặc tính đó, việc áp dụng nguyên liệu tro xỉ từ các nhà máy nhiệt điện để sản xuất gạch bê tông hoàn toàn giải quyết được phần nào các vấn đề về ô nhiễm môi trường. Từ những phân tích trên có thể thấy rằng, nghiên cứu sử dụng trực tiếp tro bay nhà máy nhiệt điện với hàm lượng lớn để sản xuất gạch xi măng cốt liệu là hướng nghiên cứu khả thi và có hiệu quả vừa đảm bảo chất lượng sản phẩm, vừa tiết kiệm chi phí phát sinh cho việc xử lý tro bay.

2. Vật liệu và phương pháp nghiên cứu

2.1. Nguyên liệu sử dụng

a. Xi măng

Sử dụng xi măng Bút Sơn PC 40, phù hợp TCVN 2682 - 2009.

b. Cốt liệu

Trong thực tế sản xuất gạch bê tông (GBT) thì cốt liệu lớn và cốt liệu nhỏ cho sản xuất GBT thường không tách rời nhau. Các cơ sở sản xuất GBT thường sử dụng đá mặt, cấp hạt nằm trong khoảng (0-7) mm. Đá mặt là loại vật liệu có cấp hạt nhỏ nhất thu được trong quá trình sản xuất các sản phẩm đá dăm cho chế tạo bê tông. Trong nghiên cứu sử dụng đá mặt của nhà máy gạch Khang Minh - Hà Nam. Các tính chất cơ lý của đá mặt được trình bày trong bảng 2 và bảng 3.

c. Tro bay nhiệt điện

Tro bay sử dụng cho nghiên cứu là tro bay của nhà máy nhiệt điện Vĩnh Tân. Thành phần hóa, các tính chất của tro bay được trình bày trong bảng 4 và bảng 5.

2.1. Phương pháp nghiên cứu

Trong nghiên cứu sử dụng phương pháp nghiên cứu lý thuyết kết hợp với thực nghiệm thông qua việc đánh giá ảnh hưởng của hàm lượng tro bay đến một số tính chất của gạch bê tông so với mẫu đối chứng nhằm mục đích đánh giá khả năng sử dụng tro bay với hàm lượng lớn trong việc sản xuất gạch bê tông. Thí nghiệm xác định các tính chất của gạch bê tông được thực hiện theo các phương pháp tiêu chuẩn như TCVN 6477 :2016, TCVN 6355 :2009.

3. Kết quả nghiên cứu và thảo luận

3.1. Lựa chọn thành phần cấp phối

Các cấp phối trong nghiên cứu được xây dựng dựa trên cơ sở tính toán cấp phối đối chứng [2]. Tro bay được đưa vào thay thế đá mặt theo các tỷ lệ lần lượt 20, 30, 40 và 50%

Bảng 7: Cường độ chịu nén và khối lượng thể tích của các cấp phối

Tên mẫu	KLTT, kg/m ³	3 ngày	7 ngày	28 ngày
F0-8	2043	13.1	16.2	20.1
F20-8	2124	18.3	21.5	26.5
F30-8	2061	12.9	19.7	25.5
F40-8	2006	11.6	16.1	24.0
F50-8	1914	7.7	12.0	20.8

Bảng 8: Ảnh hưởng của tro bay đến tính thấm nước TCVN 6477:2011.

Tên mẫu	F0-8	F20-8	F30-8	F40-8	F50-8	Yêu cầu	
						Gạch xây không trát	Gạch xây có trát
Độ thấm nước (L/m ² .h)	833,8	0,2	0,1	0,1	0,1	0,35	16

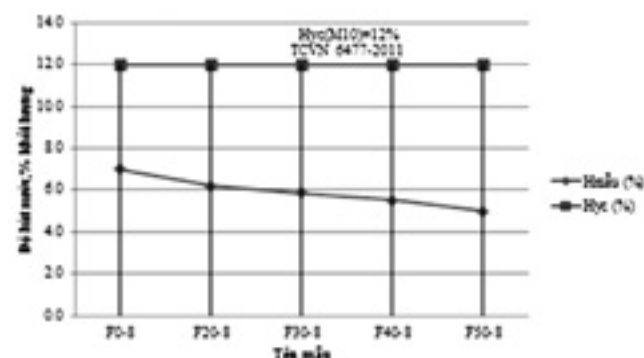
được trình bày ở bảng 6. Lượng nước sử dụng được xác định qua thực nghiệm nhằm đảm bảo khả năng tạo hình của mẫu.

Có thể thấy rằng khi thay thế 1 phần đá mịn bằng tro bay thì lượng nước trộn có xu hướng tăng lên theo tỷ lệ thuận, việc này có thể giải thích bởi lượng hạt mịn thay thế tăng lên sẽ làm cỡ hạt trung bình của cốt liệu giảm, lượng nước trộn vì thế mà tăng lên.

3.2. Ảnh hưởng của hàm lượng tro bay đến khối lượng thể tích và cường độ của gạch bê tông

Khi thay thế đá mịn bằng tro bay đến 20% thì khối lượng thể tích viên gạch có chiều hướng tăng lên do các hạt tro mịn hơn, có thể lấp đầy khoảng trống do đá mịn để lại. Trong khi đó khi tăng hàm lượng thay thế từ 20-50% thì khối lượng thể tích gạch bê tông có chiều hướng giảm. Điều này có thể giải thích là do tỷ diện tích bề mặt tro bay lớn, chúng sẽ tạo ra nhiều lỗ rỗng li ti lớn hơn thể tích lỗ rỗng do đá mịn tạo ra, đồng thời khối lượng thể tích của tro bay cũng nhỏ hơn đá mịn do đó mà viên gạch có khối lượng giảm dần.

Ở tuổi 3 ngày, giá trị cường độ của mẫu gạch F20-8 cao hơn so với mẫu đối chứng F0-8, trong khi đó các mẫu F30-8, F40-8, F50-8 lại có giá trị nhỏ hơn so với mẫu đối chứng, việc này có thể được giải thích là do các hạt nhỏ (tro bay) ở mẫu F20-8 lấp đầy các lỗ rỗng giữa các hạt cốt liệu lớn làm tăng độ đặc chắc của viên gạch. Tuy nhiên khi tiếp tục tăng hàm lượng tro bay thay thế thì lại làm tăng độ rỗng cho hỗn hợp, hơn nữa lượng tro bay tăng lên tỷ lệ thuận với lượng than chưa cháy hết trong tro (MKN) đây cũng chính là nguyên nhân làm cường độ của bê tông ở tuổi sớm tăng chậm.

**Hình 1: Ảnh hưởng của hàm lượng tro bay đến độ hút nước của gạch bê tông**

Ở tuổi 28 ngày cường độ chịu nén của tất cả các mẫu gạch sử dụng tro bay đều cao hơn so với mẫu đối chứng mặc dù có xu hướng giảm dần khi tăng hàm lượng tro thay thế lên.

3.3. Ảnh hưởng của tro bay đến độ hút nước của gạch bê tông

Có thể thấy khi tăng hàm lượng tro bay thay thế cho đá mịn thì độ hút nước của gạch bê tông giảm dần và đều nhỏ hơn mẫu đối chứng (hình 1). Các mẫu F30-8, F40-8, F50-8 đều có độ hút nước nhỏ hơn 6% (tương đương gạch đỏ). Điều này có thể giải thích là do các hạt tro bay tạo ra cấu trúc rỗng kín giữa các hạt, do đó mà độ hút nước cũng giảm dần.

3.4. Ảnh hưởng của tro bay đến độ thấm nước của gạch bê tông

Kết quả thí nghiệm cho thấy mẫu đối chứng bị thấm nước khá mạnh, tuy nhiên các mẫu sử dụng tro bay thay thế đá mịn từ 20-50% đều có độ thấm nước khá nhỏ và đều thấp hơn nhiều so với yêu cầu (Bảng 8).

4. Kết luận

Trên cơ sở các kết quả nghiên cứu có thể đưa ra một số kết luận chính như sau:

1. Cường độ gạch bê tông: Sử dụng tro bay thay thế đá mịn ở hàm lượng 20% giúp cho mẫu gạch đạt cường độ cao nhất, lớn hơn so với mẫu đối chứng. Khi tăng hàm lượng thay thế tro bay từ 20-50% thì cường độ có xu hướng giảm dần, tuy nhiên các mẫu sử dụng tro bay đều cho cường độ ở tuổi 28 ngày đều đạt yêu cầu, hoàn toàn có thể sử dụng cho các công trình dân dụng.

2. Độ hút nước của gạch bê tông: Khi sử dụng tro bay, khả năng hút nước của gạch giảm đáng kể, hàm lượng thay thế tro càng cao thì độ hút nước càng giảm.

3. Độ thấm nước: Nhìn chung độ thấm nước của tất cả các mẫu sử dụng tro bay khá nhỏ, trong khi độ thấm nước của mẫu đối chứng rất cao. Có thể thấy việc sử dụng tro xỉ để cải thiện khả năng chống thấm cho gạch bê tông là điều hoàn toàn có tính khả thi.

Kết quả nghiên cứu cho thấy việc sử dụng tro bay nhiệt điện với hàm lượng cao để chế tạo gạch bê tông là hoàn toàn khả thi. Nếu sử dụng với tỷ lệ hợp lý hoàn toàn có thể chế tạo được những viên gạch đảm bảo các tiêu chuẩn hiện hành, đồng thời vẫn đảm bảo giá thành sản phẩm thấp hơn so với gạch đất sét nung./.

Hiệu quả của phụ gia polime trong vữa xây dựng chịu tác động của điều kiện môi trường

Effect of the polymeric additives in construction mortar at environmental conditions

Nguyễn Duy Hiếu, Lê Quang Hùng

Tóm tắt

Để tăng khả năng giữ nước và cường độ bám dính của vữa xây dựng, thường khuyến cáo sử dụng phụ gia polime như Hydroxypropyl Methylcellulose (HPMC) và/hoặc Ethylene Vinyl Acetate copolime (EVA) [7,8,10]. Tuy nhiên phụ gia gốc polime thường có độ bền nhiệt ẩm thấp, do đó tính năng làm việc của nó có thể bị suy giảm khi sử dụng trong điều kiện khí hậu nóng ẩm ở nước ta. Bài báo này trình bày kết quả nghiên cứu khả năng bám dính của vữa trát xi măng thông thường và vữa trát có sử dụng phụ gia HPMC và/hoặc phụ gia EVA trong các điều kiện môi trường khác nhau. Kết quả cho thấy, HPMC và EVA không những làm tăng khả năng giữ nước mà còn tăng khả năng bám dính của nó. Tuy nhiên hiệu quả của chúng trong vữa trát phụ thuộc vào điều kiện môi trường làm việc, theo đó hiệu quả của phụ gia sẽ giảm dần theo môi trường và vị trí làm việc tương ứng: trát nội thất trong môi trường khô mát; trát ngoài nhà chịu nắng trực tiếp; trát ngoài nhà chịu ảnh hưởng của mưa và nắng hay nhiệt và ẩm.

Từ khóa: Độ lưu động; khả năng giữ nước; độ bền bám dính; phụ gia polime; vữa trát.

Abstract

To increase water retention and adhesion strength of mortar, it is often recommended to use polymeric additives such as Hydroxypropylene Methylcellulose (HPMC) and/or Ethylene Vinyl Acetate copolymer (EVA) [7,8,10]. The polymeric additives, however, usually have a low humid-heat resistance, so that their performance can be impaired when used in hot and humid climates in our country. This paper presents the results of researches on the adhesion of conventional cement plastering mortar using HPMC additive and/or EVA additive at the various environmental conditions. The results show that HPMC and EVA not only increase water retention but also increase its adhesion. However, their effect on the plastering mortar depends on the working environment, whereby the effect of the additive will be reduced in accordance with the environment and workplace respectively: internal (plastering) in a dry environment; external (rendering) directly affected by sunlight; rendering mortar are affected by rain and sun or heat and moisture..

Keywords: Fluidity; water retention; adhesion strength; polymeric additives; rendering and plastering mortar.

PGS. TS. Nguyễn Duy Hiếu

Khoa Xây dựng, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Email: hieunduyngchau@gmail.com

TS. Lê Quang Hùng

Hội CNBT Việt Nam

Email: 62lqhung@gmail.com

1. Đặt vấn đề

Với sự phát triển của công nghiệp hóa học ngày nay, đã xuất hiện nhiều loại phụ gia polime có tác dụng giữ nước vượt trội hơn so với vôi, đồng thời tăng cường độ bám dính. Chỉ với liều dùng tương đối nhỏ các loại phụ gia này có thể ảnh hưởng lớn đến động học của quá trình vật lý, hóa lý của vữa và tương tác giữa chúng với nền và môi trường. Các este xenlulo được sử dụng phổ biến nhất trong vữa là Hydroxyethyl Methylcellulose (HEMC) và Hydroxypropyl Methylcellulose (HPMC) [7,8,10].

Các nghiên cứu cho thấy [1,7,8,10], este xenlulo không những làm thay đổi lượng dùng nước và tính chất của hỗn hợp vữa trong một khoảng rộng mà còn ảnh hưởng đến cấu trúc và tính chất của vữa. Bản thân các este xenlulo ngoài cải thiện tính công tác của vữa tươi còn làm tăng khả năng bám dính, tuy nhiên tồn tại cả các hợp chất được khuyến cáo là có chức năng tốt về tăng cường khả năng bám dính của vật liệu với nền. Phụ gia dạng bột gốc polime, chẳng hạn như Vinyl acetate Ethylene copolime, hoạt động như một chất kết dính, cho phép các lớp phủ vữa dính bám tốt hơn vào nhiều loại bề mặt như bê tông, gạch gốm ... [9,10]

Tuy nhiên, bên cạnh các ưu điểm, các dạng hợp chất gốc polime nói trên có nhược điểm là độ bền nhiệt, bền ẩm thấp. Như vậy khi sử dụng vữa xây dựng nói chung và vữa trát hoàn thiện nói riêng có mặt phụ gia trong điều kiện khí hậu nóng ẩm như ở nước ta, khả năng duy trì hiệu quả làm việc của chúng là thông tin cần làm rõ. Một trong những tính năng quan trọng của vữa trát là độ bền bám dính của nó trên vật liệu nền theo thời gian sử dụng. Theo đó có thể khảo sát mức độ thay đổi cường độ bám dính của vữa chịu tác động một cách cực đoan của khí hậu thông qua các chu kỳ nhiệt, chu kỳ ẩm và chu kỳ nhiệt - ẩm.

2. Vật liệu sử dụng và phương pháp nghiên cứu

Trong nghiên cứu đã sử dụng xi măng PCB30 của Vicem Bút Sơn, tính chất kỹ thuật thỏa mãn tiêu chuẩn TCVN 6026: 2009; cát vàng có mô đun độ lớn 1.2, khối lượng thể tích xấp xỉ 1480 kg/m³, thỏa mãn yêu cầu kỹ thuật theo tiêu chuẩn TCVN 7570 : 2006; Nước sạch thỏa mãn yêu cầu kỹ thuật cho bê tông và vữa theo TCVN 4506 : 2012. Phụ gia HPMC và EVA của hãng Sika cung cấp có tính chất như bảng 1.

Các thí nghiệm xác định tính chất của vữa tươi và vữa đóng rắn được thực hiện theo tiêu chuẩn TCVN 3121: 2003 [3]. Từ phân tích tác động của khí hậu nước ta [2,4] đến đối tượng nghiên cứu cũng như tham khảo tiêu chuẩn và nghiên cứu khác [6], có thể mô phỏng tác động của khí hậu đến vữa bằng các điều kiện cực đoan sau: chu kỳ sốc nhiệt (nhiệt - khô); chu kỳ sốc ẩm (ngâm nước); chu kỳ sốc nhiệt - ẩm. Quy trình thực hiện các mô phỏng khí hậu này được tiến hành như sau:

Bảng 1. Đặc tính kỹ thuật của phụ gia HPMC và EVA

1. Phụ gia Hydroxyl propyl Metyl cellulose (HPMC)	
Công thức	$C_6H_7O_2(OH)_2OCHCOONa$
Trạng thái	Dạng bột mịn, màu trắng;
Kích thước hạt: lớn nhất 0,125mm với hàm lượng <10%	
Độ ẩm; tính hòa tan	Không lớn hơn 8%; dễ tan trong nước lạnh
Độ nhớt	35000-47000 mPas
Tỷ khối	1,08 g/cm ³
2. Phụ gia Ethylene Vinyl Acetate copolime (EVA)	
Trạng thái	Bột trắng mịn
Hàm lượng chất rắn	98-100%
Hàm lượng tro	8-12%
Tính hòa tan	Dễ tan trong nước lạnh.

Bảng 2. Cấp phối và tính chất của vữa tươi có và không có phụ gia

Cấp phối	Xi măng (XM)	Cát vàng	Hàm lượng HPMC theo XM	Hàm lượng EVA theo XM	Lượng dùng nước	Độ lưu động (D)	Khả năng giữ D	Khả năng giữ nước	Khối lượng thể tích
	kg	kg	%	%	lít	mm	%	%	kg/m ³
M5	230	1480	0	0	368	190	67	73	1890
M7,5	320	1480	-	-	360	185	79	68	2010
MH3-P1	320	1480	0,3	0,9	378	190	96	88	1850

Bảng 3. Kết quả thí nghiệm bầm dính của vữa (không dùng phụ gia)

Tuổi mẫu, ngày	Trên nền bê tông trong điều kiện chuẩn, với vữa mác				Số chu kỳ / Tuổi mẫu, ngày	Trên nền bê tông sau các chu kỳ nhiệt - ẩm, với vữa mác			
	M5		M7,5			M5		M7,5	
	Vị trí phá hủy	Cường độ kéo nhỏ	Vị trí phá hủy	Cường độ kéo nhỏ		Vị trí phá hủy	Cường độ kéo nhỏ	Vị trí phá hủy	Cường độ kéo nhỏ
	-	MPa	-	MPa		-	MPa	-	Mpa
7	Thân vữa	0,5	Thân vữa (*)	0,7	4/7	Thân vữa	0,4	Thân vữa	0,4
28	Tiếp giáp	0,9	Tiếp giáp	1,2	25/28	Tiếp giáp	0,6	Tiếp giáp	0,7

(*) Mẫu thử có vị trí phá hủy không nhất quán.

a. Sốc nhiệt (nhiệt - khô):

Chuẩn bị mẫu thử theo TCVN 3121-12: 2003, mẫu được bảo dưỡng đến 28 ngày. Sấy tuần hoàn mẫu trong vòng 8±0,5h ở nhiệt độ 70±5°C (năng nhiệt độ: 5-7°C/h). Lấy mẫu ra khỏi tủ sấy, để nguội trong nhiệt độ phòng thí nghiệm 2±0,5h và tiến hành các chu kỳ tiếp theo với quy trình như trên.

b. Sốc ẩm (ngâm nước):

Chuẩn bị mẫu thử theo TCVN 3121-12: 2003, mẫu được bảo dưỡng đến 28 ngày. Ngâm mẫu trong nước (bề mặt ngập 15-20mm nước) 8±0,5h ở nhiệt độ 27±2°C. Vớt mẫu ra và để khô tự nhiên trong vòng 15-16h trong điều kiện phòng thí nghiệm trước khi lặp lại các bước như trên.

c. Điều kiện sốc nhiệt - ẩm:

Chuẩn bị mẫu thử theo TCVN 3121-12: 2003, mẫu được

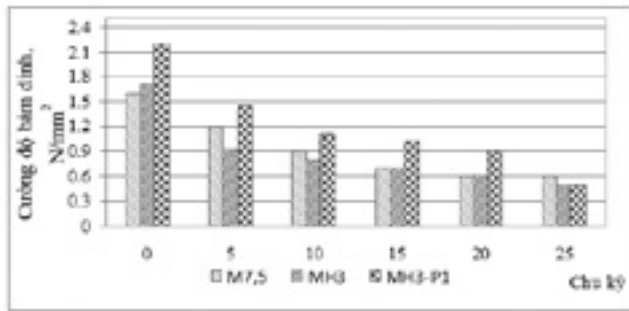
bảo dưỡng trong điều kiện chuẩn 3 ngày (hoặc 28 ngày khi nghiên cứu đồng thời với các mẫu theo a và b)... Sấy tuần hoàn mẫu 8h ở nhiệt độ 70±2°C (năng nhiệt độ: 5-7°C/h). Lấy mẫu ra khỏi tủ sấy, để nguội tự nhiên 1h trong phòng thí nghiệm; ngâm mẫu trong nước (bề mặt ngập 20mm nước) 14h ở nhiệt độ 27±2°C; vớt mẫu và để khô tự nhiên 1h trong phòng thí nghiệm trước khi lặp lại chu kỳ tiếp theo.

3. Kết quả nghiên cứu và luận bàn

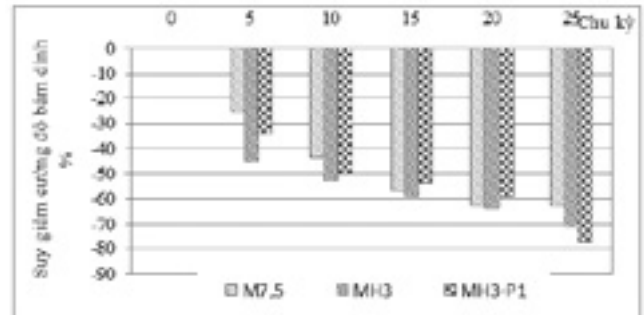
Thành phần và tính chất của hỗn hợp vữa với mác M5 và M7,5 có và không có phụ gia được trình bày trong bảng 2.

Từ thực nghiệm cho thấy, việc sử dụng phụ gia đã mang lại hiệu quả tốt (tăng khả năng giữ độ lưu động, tăng khả năng giữ nước lên đến 90% và một số tính chất khác) trong việc nâng cao chất lượng của hỗn hợp vữa.

Để đánh giá mức độ ảnh hưởng của môi trường nhiệt



Hình 1. Cường độ bám dính của vữa sau các chu kỳ nhiệt - ẩm



Hình 2. Suy giảm cường độ bám dính của vữa sau các chu kỳ nhiệt - ẩm

Bảng 4. Cường độ bám dính của vữa sau các chu kỳ nhiệt ẩm

Cấp phối	Cường độ bám dính, Rbd, (N/mm ²) và tỷ lệ suy giảm sau các chu kỳ nhiệt - ẩm						
	Số chu kỳ	0	5	10	15	20	25
M7.5	Rbd	1.6	1.2	0.9	0.7	0.6	0.6
	% suy giảm	0	-25	-44	-56	-63	-63
MH3	Rbd	1.7	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5
	% suy giảm	0	-46	-53	-59	-64	-71
MH3-P1	Rbd	2.2	1.5	1.1	1	0.9	0.5
	% suy giảm	0	-34	-50	-54	-59	-77

Ghi chú: dấu (-) thể hiện sự suy giảm.

Ảnh hưởng đến độ bền bám dính của vữa (không phụ gia) trên nền chuẩn (bê tông), đã tiến hành khảo sát với vữa mác M5 và M7,5, kết quả thí nghiệm thể hiện trong bảng 3.

Kết quả thực nghiệm cũng cho thấy cường độ bám dính của vữa trên nền bê tông chịu ảnh hưởng lớn vào cường độ chịu nén của vữa. Khi mác vữa theo cường độ nén tăng thì cường độ bám dính cũng tăng đáng kể: với vữa trát M5, ở tuổi 28 ngày chỉ đạt cường độ bám dính là 0,9 N/mm², trong khi với vữa trát M7,5 thì giá trị này đạt 1,2 N/mm².

Sự suy giảm cường độ bám dính trên nền bê tông sau chu kỳ nhiệt - ẩm được thể hiện khá rõ. Cường độ bám dính tuổi 28 ngày suy giảm 33% với M5 và 42% với M7,5. Kết quả cho thấy, mác theo cường độ nén của vữa càng cao thì sự suy giảm cường độ bám dính trong điều kiện nhiệt ẩm càng mạnh. Điều này có thể giải thích như sau: lớp liên kết tiếp giáp hình thành sự dính bám giữa vữa và nền đối với vữa M7,5 tốt hơn M5. Tuy nhiên, do vữa M7,5 có thể tích riêng phần đá xi măng lớn hơn vữa M5 dẫn đến hệ số co nở thể tích của lớp vữa M7,5 lớn hơn M5. Dưới tác dụng của các chu kỳ nhiệt - ẩm, lớp vữa M7,5 có sự co giãn nhiều hơn, gây ra biến đổi nội ứng suất lớn hơn, dẫn đến sự suy giảm cường độ bám dính mạnh hơn so với vữa mác M5.

Để đánh giá tác động của điều kiện nhiệt và ẩm đến hiệu quả làm việc của vữa có phụ gia, khảo sát độ bền bám dính trên nền gạch đất sét nung đã được tiến hành với vữa đối chứng (M7.5,) vữa sử dụng 0.3% phụ gia HPMC (MH3), vữa sử dụng phụ gia tổ hợp HPMC và EVA (MH3-P1). Kết quả thí nghiệm được trình bày trong bảng 4.

Hình 1 và hình 2 thể hiện trực quan kết quả thí nghiệm bám dính của các mẫu vữa sau các chu kỳ nhiệt ẩm.

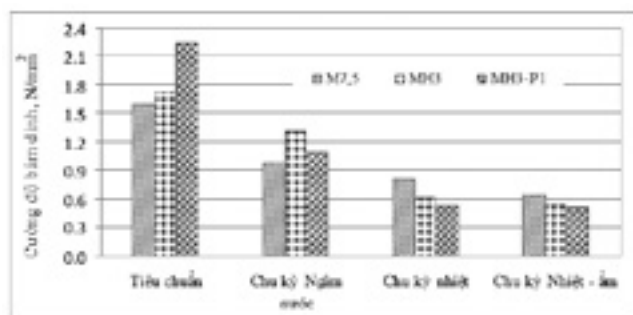
Kết quả thí nghiệm cho thấy dưới tác động của các chu

kỳ nhiệt ẩm, cường độ bám dính của tất cả các mẫu vữa đều bị suy giảm đáng kể nhất là trong các chu kỳ đầu (từ 26% đến 47%). Việc sử dụng phụ gia HPMC và EVA đã làm tăng cường độ bám dính so với mẫu đối chứng M7,5 mặc dù cường độ nén của các mẫu ME3 (7.9 MPa) và ME3-P1 (7.6 MPa) thấp hơn so với mẫu đối chứng (9.8 MPa). Sau khoảng 15 chu kỳ, sự suy giảm bám dính chậm hơn giai đoạn đầu tác động.

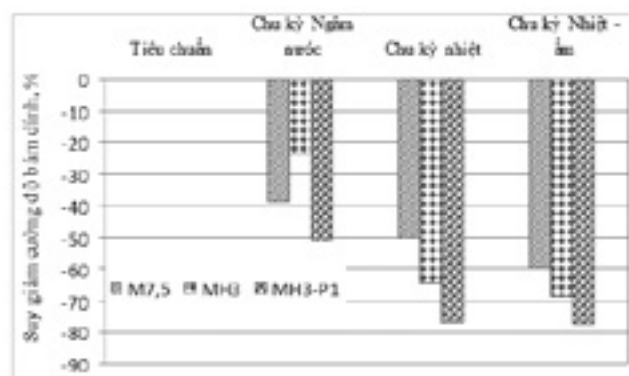
Nhìn chung các mẫu sử dụng phụ gia bị suy giảm cường độ bám dính nhiều hơn so với mẫu đối chứng, tỷ lệ suy giảm nhiều nhất thuộc về mẫu dùng HPMC. Tuy vậy, do cường độ bám dính ban đầu cao hơn khi có mặt phụ gia nên sau 20 - 25 chu kỳ sốc nhiệt ẩm, cường độ bám dính của các mẫu này vẫn gần tương đương hoặc cao hơn so với mẫu không phụ gia. Hiện tượng này có thể là do bản chất kém bền nhiệt của phụ gia gốc hữu cơ HPMC và EVA.

Từ kết quả nghiên cứu thực nghiệm, có thể nhận định rằng, việc sử dụng HPMC và EVA có tác dụng không chỉ làm tốt hơn các tính chất thi công của vữa mà còn cải thiện cường độ bám dính với nền, tuy nhiên hiệu quả còn phụ thuộc vào mức độ tác động của khí hậu. Sử dụng HPMC và EVA cho kết cấu trong nhà hay có mái che sẽ phát huy được tác dụng của phụ gia. Hiệu quả của HPMC và EVA sẽ kém đi với kết cấu sử dụng vữa chịu tác động trực tiếp của bức xạ mặt trời và mưa gió, ví dụ như trần mái hay tường nhà hướng chính Tây, chính Đông không được che chắn...

Với khí hậu nhiệt đới ẩm ở nước ta cũng như vị trí tương đối của kết cấu hay công trình khiến vữa có thể chịu các tác động trực tiếp khác nhau của môi trường khí hậu. Để làm rõ ứng xử bám dính của vữa trát trong các điều kiện khác nhau của khí hậu cực đoan sau số chu kỳ tác động nhất định, đã



Hình 3. Độ bền bám dính sau 25 chu kỳ



Hình 4. Suy giảm độ bền bám dính sau 25 chu kỳ

Bảng 5. Cường độ bám dính của vữa sau 25 chu kỳ tác động

Cấp phối	Sự suy giảm cường độ bám dính sau 25 chu kỳ trong các chế độ				
	Chế độ	Tiêu chuẩn (28 ngày)	Chu kỳ Ngâm nước	Chu kỳ Nhiệt - khô	Chu kỳ Nhiệt - ẩm
M7,5	N/mm ²	1.6	1.0	0.8	0.6
	% suy giảm	0.0	-38.8	-50.0	-62.0
MH3	N/mm ²	1.7	1.3	0.6	0.5
	% suy giảm	0.0	-23.7	-64.2	-69.0
MH3-P1	N/mm ²	2.2	1.1	0.5	0.5
	% suy giảm	0.0	-50.0	-77.0	-77.0

tiến hành khảo sát cường độ bám dính của các mẫu vữa trát trên nền gạch đỏ sau 25 chu kỳ với các chế độ khí hậu cực đoan khác nhau, thể hiện trên bảng 5 và các hình 3 và hình 4.

Kết quả nghiên cứu ảnh hưởng của các điều kiện khác nhau đến cường độ bám dính của vữa sau 25 chu kỳ thí nghiệm cho thấy:

Sau 25 chu kỳ tác động, cường độ bám dính của các mẫu vữa đều giảm khá nhiều so với cường độ bám dính chuẩn (28 ngày) mặc dù mẫu thử lúc đó tương ứng với tuổi 53 ngày; trong các điều kiện môi trường thì chế độ nhiệt - ẩm có tác động mạnh nhất, kế tiếp là chế độ nhiệt - khô và cuối cùng là chế độ ngâm nước, đến sự suy giảm cường độ bám dính của vữa, hay nói cách khác điều kiện độ ẩm cao ít ảnh hưởng đến sự suy giảm khả năng bám dính hơn so với điều kiện lão hóa nhiệt và điều kiện nhiệt - ẩm. Điều này có thể do phụ gia HPMC và EVA có khả năng hấp phụ nước tốt và

trương nở trong điều kiện độ ẩm cao nên ít chịu ảnh hưởng của điều kiện ngâm nước, hơn nữa trong điều kiện đó, ở tuổi chưa quá muộn, xi măng trong vữa vẫn tiếp tục thủy hóa, và điều đó bù đắp lại một phần sự suy giảm bám dính với nền.

4. Kết luận

Sử dụng tổ hợp phụ gia HPMC và EVA không những nâng cao tính công tác cho vữa mà còn cải thiện khả năng bám dính của nó với nền, tuy nhiên hiệu quả về độ bền bám dính còn phụ thuộc điều kiện môi trường sử dụng: tốt trong môi trường chuẩn, khá tốt trong điều kiện ngâm nước, kém trong điều kiện sốc nhiệt khô và nhiệt - ẩm. Theo đó có thể khuyến nghị: hệ phụ gia này sử dụng tốt cho vữa không chịu tác động trực tiếp của mưa và nắng; có thể sử dụng cho vữa trong điều kiện ẩm ướt; không nên sử dụng cho vữa chịu tác động thay đổi thường xuyên của nhiệt hay nhiệt - ẩm./.

Tài liệu tham khảo

- Nguyễn Duy Hiếu và cộng sự (2017), Nghiên cứu ảnh hưởng của khí hậu Việt Nam đến độ bền và sự làm việc của vữa xây, vữa trát trong công trình xây dựng, Báo cáo tổng kết đề tài mã số RD75-15.
- Quy chuẩn xây dựng Việt Nam (2008), Sổ liệu điều kiện tự nhiên dùng trong xây dựng, Hà Nội.
- TCVN 3121 : 2003, Vữa xây dựng – phương pháp thử.
- TCVN 4088 : 1997, Sổ liệu khí hậu dùng trong thiết kế xây dựng.
- TCVN 9377:2012, Công tác hoàn thiện trong xây dựng – Thi công và nghiệm thu, phần 2: công tác trát trong xây dựng.
- Blocken, B (2004); Wind-driven rain on buildings: Measurements, numerical modelling and applications, Laboratory of Building Physics, Department of Civil Engineering, KULeuven.
- D.D. Nguyen, L.P. Devlin, P.Koshy, C.C.Sorrel (2013), Impact of water-soluble cellulose ethers on polime-modified mortars; 24 March 2013 / Accepted: 10 September 2013 / Published online: 20 September 2013; Springer science+Business Media New York.
- J. Pourchez, P. Grosseau, E. Rouèche-Pourchez, J. Debayle, J.C. Pinoli, E. Maire, E. Boller, E. Parra-Denis. Impact of cellulose ethers on the cement paste microstructure.
- Kenneth Sandin; Mortars for Masonry and Rendering Choice and Application
- E.Knapen; D. Van GeMert; K.U.Leuven. Water-soluble polimes for modification of cement mortars, Departement Burgerlijke Bouwkunde, Kasteelpark Arenberg 40, 3001 Heverlee, Belgium.

Postbuckling behavior of functionally graded sandwich shallow spherical shells

Ứng xử sau võng của các vỏ cầu thoải sandwich làm từ vật liệu có cơ tính biến đổi

Hoàng Văn Tùng

Tóm tắt

Bài báo giới thiệu một cách tiếp cận giải tích để nghiên cứu ứng xử sau võng của các vỏ cầu thoải sandwich với các lớp mặt làm từ vật liệu cơ tính biến đổi, tựa trên nền đàn hồi và chịu áp lực ngoài phân bố đều. Các tính chất vật liệu của các lớp mặt được biến đổi qua chiều dày theo quy luật hàm lũy thừa dưới dạng các tỷ lệ thể tích của các vật liệu thành phần. Các phương trình cơ bản được thiết lập dựa trên lý thuyết vỏ biến dạng trượt bậc nhất có kể đến tính phi tuyến hình học và nền đàn hồi loại Pasternak. Nghiệm xấp xỉ được chọn để thỏa mãn điều kiện biên ngàm cứng và phương pháp Galerkin được áp dụng để dẫn ra các biểu thức hiển của liên hệ tải-độ võng và từ biểu thức này ứng xử sau võng của vỏ được phân tích.

Từ khóa: Vỏ cầu thoải, Cấu trúc sandwich, Nền đàn hồi, Ứng xử sau võng

Abstract

This paper presents an analytical approach to investigate the postbuckling behavior of Sandwich Shallow Spherical Shell (SSSS) with functionally graded face sheets resting on elastic foundations and subjected to uniform external pressure. Effective material properties of face sheets are graded in the thickness direction according to a simple power law distribution in terms of volume fractions of constituents. Governing equations are based on first order shear deformation shell theory taking into account geometrical nonlinearity and Pasternak elastic foundations. Approximate solutions are assumed to satisfy immovably clamped boundary condition and Galerkin method is applied to derive explicit expressions of load-deflection relation from which the postbuckling behavior the shells is analyzed.

Keywords: Shallow spherical shell, Sandwich structures, Postbuckling behavior.

TS. Hoàng Văn Tùng
Faculty of Civil Engineering
Hanoi Architectural University
Email: inter0105@gmail.com

1. Introduction

Sandwich-type structures exhibit a number of exceptional features such as increased bending stiffness with little resultant weight penalty, excellent thermal and sound insulation, and extended operational life. Due to these outstanding properties, the sandwich-type constructions play a great role as major portions in the construction of advanced supersonic and hypersonic space vehicles [1]. The sandwich structures are also used widely in building constructions and shipbuilding industry. Nonlinear response and postbuckling of anisotropic and laminated flat and curved sandwich panels have received researching interest in past years [2]. Functionally Graded Material (FGM) is advanced composite material with many excellent characters. The effective properties of the FGM are varied smoothly and continuously across the thickness direction of the structures. Thus, FGM can avoid huge stress concentration and interface problems of conventional laminated composites. The nonlinear response and postbuckling of FGM sandwich plates and shells are important problems and should be addressed. Linear buckling behaviors of FGM sandwich plates under compressive and thermal loads have been investigated by Zenkour [3] and Zenkour and Sobhy [4] using an analytical method. Shen and Li [5] employed a semi-analytical approach based on a two-step perturbation technique to deal with the postbuckling behavior of FGM sandwich plates under mechanical and thermomechanical loads. Tung [6] investigated the thermal and thermomechanical postbuckling behavior of FGM sandwich plates making use of Galerkin method and an iteration algorithm. Structural elements in the form of spherical shells are widely used in engineering structures. Tung [7] analyzed the nonlinear response of FGM spherical shells under uniform external pressure in thermal environments taking into account temperature dependence of material properties. Recently, Tung [8] presented an analytical study on the nonlinear stability of FGM shallow spherical shells subjected to external pressure with tangential edge constraints.

This paper extends the previous works [7,9] to investigate the postbuckling behavior of FGM sandwich shallow spherical shells resting on elastic foundations and subjected to uniform external pressure. Analytical solutions are assumed and Galerkin method is applied to obtain explicit expression of load-deflection relation from which the nonlinear stability of the shells are analyzed.

2. Sandwich Shallow Spherical Shell (SSSS) on an elastic foundation

Consider a FGM SSSS of radius of curvature R , base radius a , total thickness h and rise of shell H . The shell is immovably clamped at boundary edge and rested on a Pasternak elastic foundation as shown in Fig. 1. The SSSS is constructed from two functionally graded material (FGM) face sheets (i.e. skins) separated by a thicker core layer made of metal material.

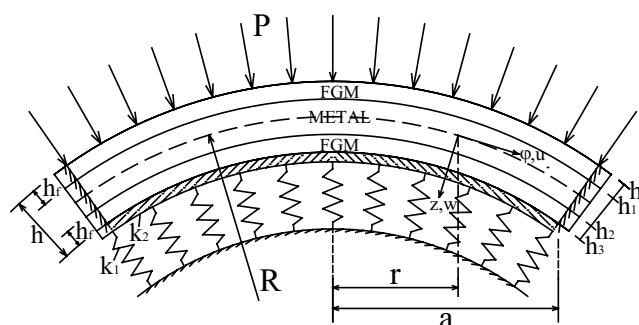


Fig. 1. Geometry and coordinate system of a FGM SSSS on an elastic foundation.

It is assumed that core and face layers are perfectly bonded and the thickness of each face sheet is h_0 . The top skin varies from a ceramic-rich surface ($z = h_0$) to a metal-rich interface, whereas the bottom skin is graded from a metal-rich interface to ceramic-rich surface ($z = -h_0$). Such a configuration of FGM sandwich shell is mid-plane symmetric and the volume fraction of the metal constituent is obtained by power law distribution as

$$\begin{aligned} V_m(z) &= \left(\frac{z - h_0}{h_1 - h_0} \right)^n, \quad z \in [h_0, h_1] \quad \text{top skin} \\ V_m(z) &= 1, \quad z \in [h_1, h_2] \quad \text{core layer} \\ V_m(z) &= \left(\frac{z - h_3}{h_2 - h_3} \right)^n, \quad z \in [h_2, h_3] \quad \text{bottom skin} \end{aligned} \quad (1)$$

Herein $h_0 = -h/2$, $h_1 = -h/2 + h_f$, $h_3 = h/2$ and $n \geq 0$ is volume fraction index. Volume fraction of ceramic constituent is defined as $V_c(z) = 1 - V_m(z)$. Effective modulus of elasticity of the FGM SSSS is determined by linear rule of mixture as

$$E(z) = E_m V_m(z) + E_c V_c(z) = E_c + E_{mc} V_m(z) \quad (2)$$

where $E_{mc} = E_m - E_c$ and E_m , E_c are elastic moduli of metal and ceramic constituents, respectively. Poisson ratio is assumed to be a constant in the present study. The FGM SSSS is rested on an elastic foundation and shell-foundation interaction is represented by Pasternak model as

$$q_f = k_1 w - k_2 \Delta w \quad (3)$$

where $\Delta = \partial^2 / \partial x^2 + \partial^2 / \partial y^2$ is Laplace's operator, w is deflection of shell; k_1 is modulus of Winkler foundation, k_2 is stiffness of shear layer of Pasternak foundation model.

3. Formulations

The first order shear deformation shell theory (FSDT) is used to formulate for the present study. The FGM SSSS is assumed to be under axisymmetric deformation and displacement components $\bar{u}, \bar{v}, \bar{w}$ in φ, θ, z directions, respectively, at a distance z from the middle surface are represented as [7]

$$\bar{u}(r, z) = u(r) + z\psi(r), \quad \bar{v}(r, z) = 0, \quad \bar{w}(r, z) = w(r) \quad (4)$$

in which $r = R \sin \varphi$, u is displacement in the meridional direction at the middle surface, w is the deflection of the shell, and ψ is the rotation of a normal to the middle surface. Due to shallowness of the shell, it is approximately assumed that $\cos \varphi = 1$, $R d\varphi = dr$ and $R = a^2 / (2H)$. The non-zero strain components are

$$\varepsilon_r = \varepsilon_{r0} + z\chi_r, \quad \varepsilon_\theta = \varepsilon_{\theta0} + z\chi_\theta, \quad \varepsilon_{rz} = \psi + w_{,r} \quad (5)$$

where $(\cdot)_{,r} = d(\cdot) / dr$, and the strains at the middle surface $\varepsilon_{r0}, \varepsilon_{\theta0}$ and curvatures χ_r, χ_θ are related to the displacements and rotation in the form

$$\begin{aligned} \varepsilon_{r0} &= u_{,r} - w / R + w_{,r}^2 / 2, \quad \varepsilon_{\theta0} = u / r - w / R, \\ \chi_r &= \psi_{,r}, \quad \chi_\theta = \psi / r. \end{aligned} \quad (6)$$

Based on Hooke law, stress-strain relations are

$$\sigma_r = \frac{E(z)}{1 - \nu^2} (\varepsilon_r + \nu \varepsilon_\theta), \quad \sigma_\theta = \frac{E(z)}{1 - \nu^2} (\varepsilon_\theta + \nu \varepsilon_r),$$

$$\sigma_{rz} = \frac{E}{2(1 + \nu)} \varepsilon_{rz} \quad (7)$$

The force and moment resultants are expressed in terms of the stress components

$$\begin{aligned} (N_r, N_\theta) &= \int_{-h/2}^{h/2} (\sigma_r, \sigma_\theta) dz, \\ (M_r, M_\theta) &= \int_{-h/2}^{h/2} (\sigma_r, \sigma_\theta) z dz, \quad Q_r = K_s \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{rz} dz \end{aligned} \quad (8)$$

where K_s is shear correction coefficient. Introduction of Eqs. (7) into Eqs. (8) gives the expressions of force and moment resultants as

$$\begin{aligned} [N_r, M_r] &= \frac{[E_1, E_2]}{1 - \nu^2} (\varepsilon_{r0} + \nu \varepsilon_{\theta0}) + \frac{[E_2, E_3]}{1 - \nu^2} (\chi_r + \nu \chi_\theta), \\ [N_\theta, M_\theta] &= \frac{[E_1, E_2]}{1 - \nu^2} (\varepsilon_{\theta0} + \nu \varepsilon_{r0}) + \frac{[E_2, E_3]}{1 - \nu^2} (\chi_\theta + \nu \chi_r), \\ Q_r &= \frac{K_s E_1}{2(1 + \nu)} (\psi + w_{,r}) \end{aligned} \quad (9)$$

$$\text{where } [E_1, E_2, E_3] = \int_{-h/2}^{h/2} E(z) [1, z, z^2] dz \quad (10)$$

The nonlinear equilibrium equations of a FGM SSSS resting on an elastic foundation based on the FSDT are [7,8]

$$\begin{aligned} (rN_r)_{,r} - N_\theta &= 0, \quad (rM_r)_{,r} - M_\theta - rQ_r = 0, \\ (rQ_r)_{,r} + \frac{r}{R} (N_r + N_\theta) + (rN_r w_{,r})_{,r} + r(P - q_f) &= 0 \end{aligned} \quad (11)$$

where P is external pressure uniformly distributed on the outer surface of shell.

The FGM SSSS is assumed to be clamped and immovable in the meridional direction at the boundary edge, and under axisymmetric deformation. The symmetry condition at the center and boundary conditions at are expressed as [6,7]

$$\psi = 0 \text{ at } r = 0; \quad w = 0, \quad \psi = 0, \quad u = 0 \text{ at } r = a. \quad (12)$$

To satisfy conditions (12), the following approximate solutions are assumed [7,9]

$$\begin{aligned} u &= U \frac{r(a - r)}{a^2}, \quad \psi = \Psi \frac{r(a^2 - r^2)}{a^3}, \\ w &= W \frac{(a^2 - r^2)^2}{a^4} \end{aligned} \quad (13)$$

where U, Ψ, W are coefficients to be determined, U is the deflection amplitude. Now, solutions (13) are substituted into Eqs. (11) and Galerkin method is applied for the resulting equations

$$\begin{aligned} \int_0^a L_1 r(a - r) dr &= 0, \quad \int_0^a L_2 r(a^2 - r^2) dr = 0, \\ \int_0^a L_3 (a^2 - r^2)^2 dr &= 0 \end{aligned} \quad (14)$$

where L_1, L_2, L_3 are the resulting expressions obtained

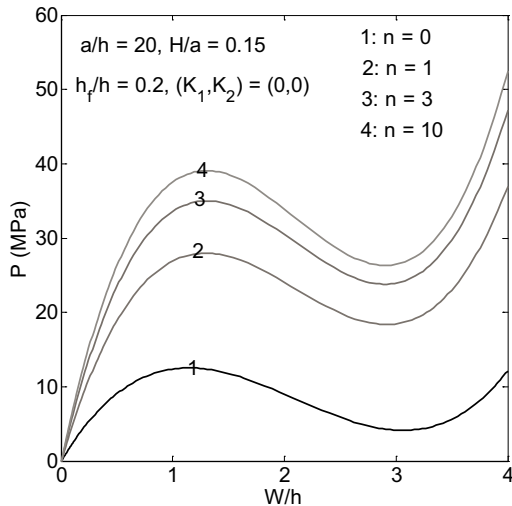


Fig. 2. Effects of volume fraction index on the postbuckling of the SSSSs.

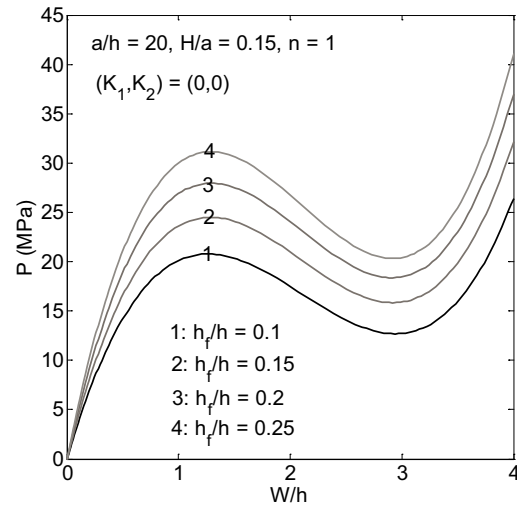


Fig. 3. Effects of the h_f/h ratio on the postbuckling of the SSSSs.

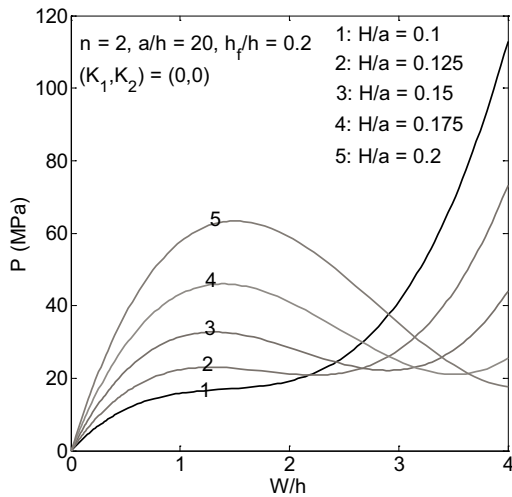


Fig. 4. Effects of the H/a ratio on the postbuckling of the SSSSs.

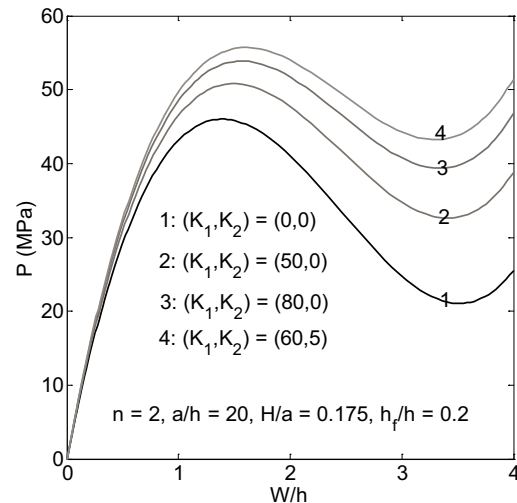


Fig. 5. Effects of elastic foundations on the postbuckling of the SSSSs.

by substituting (13) into the left sides of Eqs. (11), respectively. Eqs. (14) are system of nonlinear algebra equations in term of U , Ψ , W . Next, eliminating U and Ψ from these equations yields the following nonlinear relation of external pressure P and deflection amplitude W as

$$P = e_{31}\bar{W} + e_{32}\bar{W}^2 + e_{33}\bar{W}^3 \quad (15)$$

where $\bar{W} = W/h$ and coefficients e_{31}, e_{32}, e_{33} can be found in the work [7].

4. Results and discussion

This section presents numerical results for FGM SSSS made of aluminum (metal) and alumina (ceramic) with the following properties $E_m = 70$ GPa and $E_c = 380$ GPa, and Poisson ratio $\nu = 0.3$ for both constituents. Reliability of proposed approach has been verified in the previous work [7].

Fig. 2 examines the effects of volume fraction index n ($n=0, 1, 3$ and 10) on the postbuckling of FGM SSSSs without foundation interaction. It is evident that FGM SSSSs exhibit extreme-type buckling behavior and an unstable postbuckling response with relatively intense snap-through

phenomenon. Specifically, buckling loads, load-deflection curves and intensity of snap-through instability (measured by difference between upper and lower pressures at limit points) are all increased. Next, the effects of face sheet thickness h_f -to-total thickness h ratio ($h_f/h=0.1, 0.15, 0.2$ and 0.25) on the postbuckling of FGM SSSSs are shown in Fig. 3. As can be seen, buckling loads and postbuckling strength of FGM SSSSs are remarkably improved when the thickness of FGM face sheet is increased.

The effects of rise-to-base radius H/a ratio and non-dimensional stiffness of elastic foundations K_1, K_2 on the postbuckling behavior of FGM SSSSs subjected to uniform external pressure are considered in figures 4 and 5, herein $K_1 = 12(1-\nu^2)a^4k_1/E_1h^2$ and $K_2 = 12(1-\nu^2)a^2k_2/E_1h^2$.

Fig. 4 indicates that H/a ratio has very sensitive influences on the nonlinear response of FGM SSSSs. Specifically, external pressure-deflection curves are pronouncedly enhanced as H/a ratio is increased. However, this increase in (limit-type) buckling loads is accompanied by a severe snap-through instability in postbuckling region. Finally,

(xem tiếp trang 26)

Tính ổn định cột có độ cứng tiết diện thay đổi bằng phương pháp sai phân hữu hạn

Column stability analysis with variation cross section using finite difference method

Trần Thị Thúy Vân, Hoàng Việt Bách

Tóm tắt

Bài báo trình bày cách áp dụng phương pháp sai phân hữu hạn để tính ổn định cho cột có độ cứng tiết diện thay đổi theo quy luật bất kỳ với các điều kiện biên khác nhau. Việc giải các phương trình vi phân được thay thế bằng hệ phương trình đại số xác định các thông số tính ổn định cho cột. Từ đó, thiết lập trình tự tính toán bằng phần mềm lập trình Mathcad cho bài toán ổn định cột có độ cứng tiết diện thay đổi theo quy luật bất kỳ.

Từ khóa: Cột có độ cứng tiết diện thay đổi, ổn định cột, phương pháp sai phân hữu hạn, tải trọng tới hạn

Abstract

This paper presents the application of finite difference method to calculate maximum buckling load of columns with random variation cross section and different boundary conditions. Solving of differential equation was replaced by solving of algebraic equations system that determines the parameters to calculate the maximum buckling load of columns. Therefore, establishing the calculation procedure by Mathcad programming software for stability problem of column with random variation cross section.

Keywords: column with variation cross section, stability of column, finite difference method, maximum buckling load

TS. Trần Thị Thúy Vân

Khoa Xây dựng,

Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Email: <ttthvan.hau@gmail.com>

ThS. Hoàng Việt Bách

Cty TNHH TVTK&XD Đô thị Hà Nội

UCDC

Email: <bachkta@gmail.com>

1. Đặt vấn đề

Trong các công trình xây dựng dân dụng và công nghiệp, cột là cấu kiện chịu lực cơ bản. Việc tính toán khả năng chịu lực của cột phải đảm bảo ba yêu cầu về độ bền, độ cứng và độ ổn định. Có nhiều trường hợp kết cấu thỏa mãn điều kiện về bền và cứng nhưng vẫn không thể sử dụng được do không đảm bảo về điều kiện ổn định. Hình dáng và kích thước mặt cắt ngang của cột được lựa chọn phụ thuộc vào sơ đồ làm việc và hình thức tác dụng của tải trọng. Trong phần lớn các kết cấu xây dựng kích thước mặt cắt ngang được lựa chọn là không đổi tại mỗi đoạn cột. Tuy nhiên, trong một số trường hợp do yêu cầu về kiến trúc hoặc đặc trưng tác dụng của tải trọng cũng như do yêu cầu về tính kinh tế, người ta sử dụng cột có kích thước mặt cắt ngang thay đổi theo quy luật nhất định nào đó. Bài toán ổn định của cột có tiết diện thay đổi đã được đề cập trong các tài liệu của cơ học công trình cho một số trường hợp đơn giản như: cột có chiều cao hoặc bề rộng thay đổi theo quy luật bậc nhất; cột có độ cứng tiết diện thay đổi theo từng đoạn nhất định. Các đường lối giải bài toán này được xây dựng trên cơ sở phương pháp giải tích có thể cho lời giải chính xác trong trường hợp đơn giản. Đối với các bài toán phức tạp như cột độ cứng tiết diện thay đổi theo quy luật bất kỳ và có điều kiện biên bất kỳ thì việc sử dụng phương pháp giải tích gặp phải các khó khăn về mặt toán học. Hiện nay, các phần mềm ứng dụng phương pháp phần tử hữu hạn đã cho phép tính ổn định cột có độ cứng tiết diện thay đổi, nhưng chỉ phù hợp khi độ cứng tiết diện thay đổi theo một quy luật đơn giản và sẽ khó áp dụng nếu độ cứng tiết diện thay đổi theo một hàm bất kỳ. Với sự phát triển của công nghệ thông tin và các công cụ lập trình các bài toán phức tạp có thể giải quyết được bằng cách áp dụng các phương pháp số. Một trong những phương pháp số có thể áp dụng và giải quyết được tương đối triệt để vấn đề nghiên cứu đặt ra là phương pháp sai phân hữu hạn. Bài báo trình bày cách áp dụng phương pháp sai phân hữu hạn trong việc thiết lập đường lối tính ổn định cột có tiết diện thay đổi theo quy luật bất kỳ. Từ đó đưa ra thuật toán giải sử dụng phần mềm lập trình MathCad.

2. Thiết lập đường lối tính ổn định của cột có độ cứng tiết diện thay đổi bằng phương pháp sai phân hữu hạn

2.1. Phương pháp sai phân hữu hạn trong tính toán ổn định của cột có tiết diện thay đổi

Theo [4] việc áp dụng phương pháp sai phân hữu hạn giải bài toán ổn định cột được triển khai theo trình tự sau:

- Lập phương trình vi phân đường biến dạng của hệ ở trạng thái lệch khỏi trạng thái ban đầu;
- Giả thiết chuyển vị tại một số điểm chia của hệ ở trạng thái cân bằng lệch. Thay phương trình vi phân bằng các phương trình sai phân tương ứng tại mỗi điểm chia nhận được hệ phương trình đại số thuần nhất với ẩn là các chuyển vị y_i của thanh (là chuyển vị tại điểm chia thứ i);
- Thiết lập phương trình ổn định: Cho định thức của hệ phương trình đại số bằng không;
- Giải phương trình ổn định để tìm các lực tới hạn.

Sử dụng phương pháp sai phân hữu hạn, chia thanh thành n khoảng thì số ẩn số y_i bằng $(n+1)$ bao gồm $y_0, y_1, \dots, y_n$, còn số phương trình sai phân chỉ có $(n-1)$. Do đó, để giải bài toán ta cần bổ sung thêm 2 phương trình điều kiện biên.

Để tăng độ chính xác của phương pháp ta có thể vận dụng sai phân bậc cao hoặc tăng số lượng đoạn chia.

Xét một thanh chịu lực nén dọc trục, có độ cứng thay đổi dọc theo chiều dài thanh theo quy luật $J_z(x)=J_0.f(x)$. Thanh một đầu liên kết ngàm cứng và một đầu liên kết ngàm trượt như thể hiện trên hình 1.

Sử dụng phương pháp lực để giải bài toán, loại bỏ liên kết trên đầu thanh và thay

thể bằng các phản lực tương ứng là R_0 và M_0

Phương trình vi phân đường đàn hồi của thanh tại thời điểm thanh bị mất ổn định được viết dưới dạng sau:

$$EJ_z y'' = -M_0 - R_0 x - P_{th} y \quad (1)$$

Chia lưới sai phân với bước sai phân là h . Thay đạo hàm trong biểu thức trên bằng biểu thức sai phân hữu hạn tại điểm chia thứ i , công thức (1) được viết lại dưới dạng sau:

$$EJ_0 f_i \frac{\Delta^2 y_i}{h^2} = -M_0 - R_0 x_i - P_{th} y_i \quad (2)$$

Biến đổi biểu thức (2), ta có

$$f_i \Delta^2 y_i - \beta y_i + \tilde{R}_0 \cdot i + \tilde{M}_0 = 0, \quad i = 0, 1, 2, \dots, n \quad (3)$$

Trong đó:

$$\tilde{R}_0 = \frac{R_0}{EJ_0} h^3; \quad \tilde{M}_0 = \frac{M_0}{EJ_0} h^2; \quad \beta = \frac{P_{th}}{EJ_0} h^2$$

Để tính giá trị của lực tới hạn P_{th} khi thanh bị mất ổn định ta cần xác định giá trị của tham số β thỏa mãn phương trình (3). Từ đó, giá trị lực tới hạn P_{th} được xác định từ công thức:

$$P_{th} = \beta \frac{EJ_0}{h^2} = \beta \frac{EJ_0}{l^2} n^2 \quad (4)$$

Khai triển với sai phân bậc hai Δ^2 , phương trình (3) có thể được viết như sau:

$$f_i y_{i-1} + (-2f_i + b) y_i + f_i y_{i+1} + \tilde{R}_0 \cdot i + \tilde{M}_0 = 0, \quad i = 0, 1, 2, \dots, n \quad (5)$$

Trên cơ sở của phương trình (5) thu được một hệ phương trình đại số thuần nhất đối với ẩn số là các chuyển vị y_i và các phản lực chưa biết R_0 và M_0 .

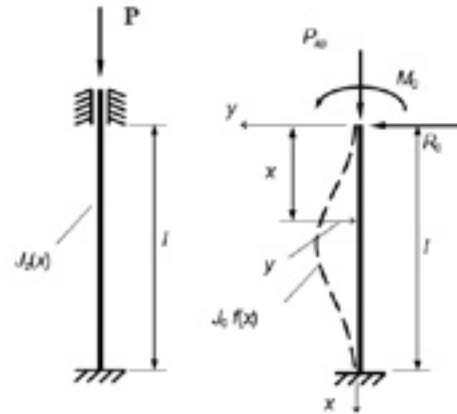
Để hệ phương trình đại số thuần nhất (5) có nghiệm khác không (nghiệm khác nghiệm tầm thường), định thức của các hệ số của phương trình phải bằng 0. Lần lượt cho i nhận các giá trị từ 0, 1, 2, ..., n , thu được định thức hệ số của phương trình cho trường hợp thanh đầu ngàm cứng, đầu ngàm trượt như sau:

$$d(\beta) = \begin{vmatrix} 2f_0 & 0 & . & . & . & 0 & 0 & 1 \\ -2f_1 + \beta & f_1 & 0 & . & . & 0 & 1 & 1 \\ f_2 & -2f_2 + \beta & f_2 & 0 & . & 0 & 2 & 1 \\ 0 & f_3 & . & . & . & 0 & 3 & 1 \\ . & . & . & . & . & . & . & . \\ 0 & . & 0 & f_{n-2} & -f_{n-2} + \beta & f_{n-2} & n-2 & 1 \\ 0 & 0 & . & . & 0 & -f_{n-1} + \beta & n-1 & 1 \\ 0 & 0 & . & . & 0 & 2f_n & n & 1 \end{vmatrix} \quad (6)$$

Khi xây dựng các hệ phương trình (5) sử dụng các điểm biên y_{-1} và y_{n+1} và kể tới điều kiện biên $y_0 = y_n = 0$, $y'_0 = y'_n = 0$. Hai điều kiện cuối là các phương trình $y_{-1} = y_1$, $y_{n+1} = y_{n-1}$. Các dấu chấm trong định thức trên thể hiện các thành phần trùng lặp theo đường chéo $f_i - 2f_i + \beta f_i$ hoặc các số không ở bên trái và bên phải đường chéo.

Khai triển định thức ta thu được một đa thức bậc $(n-1)$ đối với tham số β . Từ việc tìm giá trị nhỏ nhất của nghiệm phương trình dạng đa thức sẽ xác định được giá trị của lực tới hạn (theo công thức (4), là giá trị của lực khi hệ bắt đầu mất ổn định).

Thực hiện tương tự như trên với các điều kiện liên kết khác nhau thì định thức (6) sẽ có một số thay đổi, cụ thể là:



Hình 1. Sơ đồ tính ổn định của thanh đầu ngàm, đầu ngàm trượt

- Thanh có liên kết là đầu ngàm đầu khớp

Trong trường hợp này $M_0 = 0$ và trong định thức (6) bỏ đi hàng đầu tiên và cột cuối cùng (cột có các giá trị là đơn vị), lúc này định thức $d(\beta)$ có dạng sau:

$$d(b) = \begin{vmatrix} -2f_1 + \beta & f_1 & 0 & . & . & 0 & 1 \\ f_2 & -2f_2 + \beta & f_2 & 0 & . & 0 & 2 \\ 0 & f_3 & . & . & . & 0 & 3 \\ . & . & . & . & . & . & . \\ 0 & . & 0 & f_{n-2} & -2f_{n-2} + \beta & f_{n-2} & n-2 \\ 0 & 0 & . & . & 0 & -2f_{n-1} + \beta & n-1 \\ 0 & 0 & . & . & 0 & 2f_n & n \end{vmatrix} \quad (7)$$

- Thanh có liên kết hai đầu là khớp

Lúc này các phản lực M_0 và R_0 đều bằng 0. Trong định thức bỏ đi hàng đầu tiên và hàng cuối cùng và 2 cột cuối cùng. Định thức $d(\beta)$ có dạng sau:

$$d(b) = \begin{vmatrix} -2f_1 + \beta & f_1 & 0 & . & . & 0 \\ f_2 & -2f_2 + \beta & f_2 & 0 & . & 0 \\ 0 & f_3 & . & . & . & 0 \\ . & . & . & . & . & . \\ 0 & . & 0 & f_{n-2} & -2f_{n-2} + \beta & f_{n-2} \\ 0 & 0 & . & . & 0 & -2f_{n-1} + \beta \end{vmatrix} \quad (8)$$

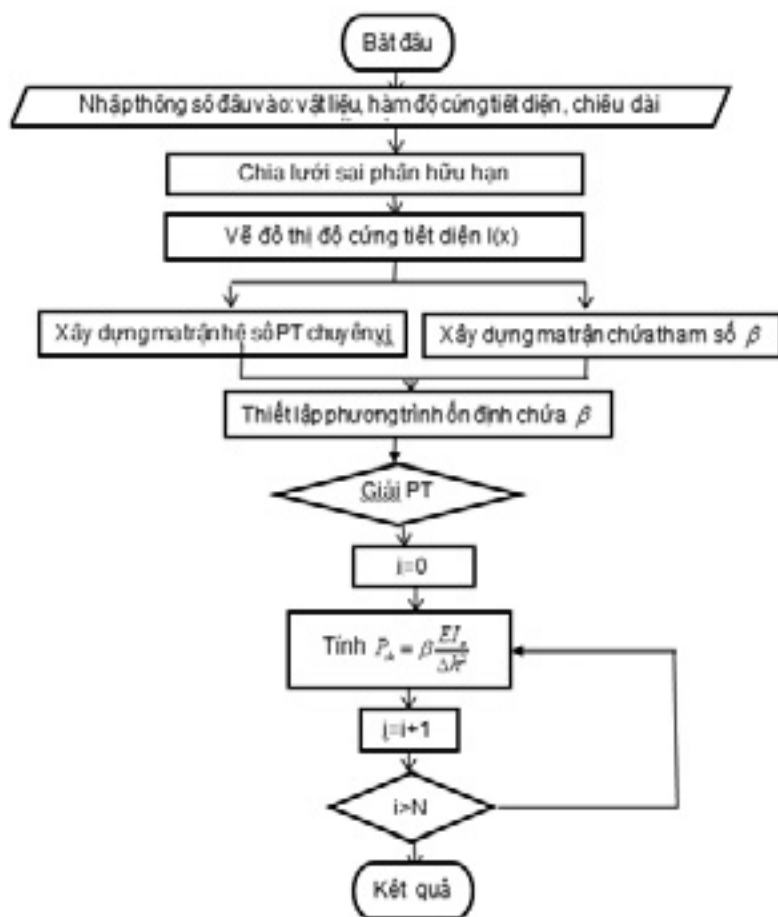
- Thanh có liên kết đầu ngàm, đầu tự do

Trường hợp này định thức $d(\beta)$ bỏ đi hàng đầu tiên và 2 cột ngoài cùng, còn hai hàng cuối cùng được thay thế bằng 2 hàng sau:

$$\begin{vmatrix} 0 & . & . & 0 & f_{n-1} & -2f_{n-1} + \beta & f_{n-1} \\ 0 & . & . & 0 & 0 & 2f_n & -2f_n + \beta \end{vmatrix}$$

Như vậy, với thanh đầu ngàm đầu tự do định thức $d(\beta)$ có dạng sau:

$$d(b) = \begin{vmatrix} f_1 & 0 & . & . & . & 0 & 1 \\ -2f_2 + \beta & f_2 & 0 & . & . & 0 & 2 \\ f_3 & . & . & . & . & 0 & 3 \\ . & . & . & . & . & . & . \\ . & 0 & f_{n-2} & -2f_{n-2} + \beta & f_{n-2} & n-2 \\ 0 & . & . & f_{n-1} & -2f_{n-1} + \beta & f_{n-1} \\ 0 & . & . & 0 & 2f_n & -2f_n + \beta \end{vmatrix} \quad (9)$$



Hình 2. Sơ đồ khối của phương pháp sai phân hữu hạn

2.2. Thiết lập trình tự giải bài toán và sơ đồ khối của bài toán

Trên cơ sở phương pháp giải bài toán ổn định cột có tiết diện thay đổi được trình bày tại mục 2.1, tác giả đã viết chương trình tính ổn định cột có tiết diện thay đổi bằng phần mềm lập trình MathCad [1]. Sơ đồ khối và thuật toán giải được trình bày chi tiết như sau:

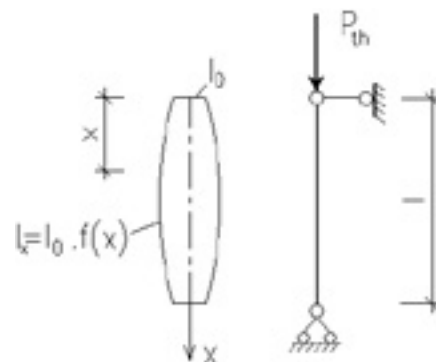
a) Trình tự giải bài toán

Bước 1: Khai báo các thông số ban đầu và chia lưới sai phân: Chiều dài cột: l (m); số đoạn chia: n ; lưới sai phân: $\Delta=l/n$; Thông số vật liệu: Mô đun đàn hồi vật liệu E ; độ cứng tiết diện ban đầu I_0 ; Hàm số thể hiện sự thay đổi của độ cứng tiết diện $f(x)$: $EI(x)=EI_0 \cdot f(x)$

Bước 2: Vẽ đồ thị hàm số thể hiện sự thay đổi độ cứng tiết diện

Bước 3: Thiết lập ma trận hệ số của phương trình đường đàn hồi $[Q_{ij}]$

Bước 4: Thiết lập ma trận chứa tham số β : $[d(\beta)]$



Hình 3. Sơ đồ tính toán ổn định và kích thước cột

Bước 5: Giải phương trình ổn định chứa tham số β : $[d(\beta)] = 0$

Bước 6: Xác định giá trị lực tới hạn khi hệ bị mất ổn định:

$$P_{th} = \beta \frac{EJ_0}{D^2} = \beta \frac{EJ_0}{l^2} n^2$$

b) Sơ đồ khối bài toán

Trên cơ sở trình tự giải bài toán, thiết lập sơ đồ khối như hình 2.

3. Ví dụ tính toán

Sử dụng chương trình tính ổn định cột có tiết diện thay đổi bằng phương pháp sai phân hữu hạn thiết lập ở trên, tác giả đã thực hiện việc tính lực tới hạn cho cột có tiết diện thay đổi theo quy luật bất kỳ với các điều kiện biên khác nhau (đầu ngàm đầu khớp, 2 đầu khớp, đầu ngàm đầu tự do), triển khai cụ thể trong

[1]. Trong giới hạn bài báo này tác giả trình bày kết quả tính cho một ví dụ cụ thể:

Tính ổn định cho cột đầu ngàm đầu khớp, có chiều dài $l=6m$, mô đun đàn hồi vật liệu $E=2 \cdot 10^8 KPa$; độ cứng tiết diện ban đầu $I_0=0.85m^4$, hàm số thể hiện sự thay đổi độ cứng tiết diện $f(x) = \frac{4 \cdot z \cdot (l-z)}{l^2}$

Thực hiện giải bài toán bằng phương pháp sai phân hữu hạn với bước sai phân khác nhau [1] và kiểm nghiệm bằng phương pháp Bubnov-Galerkin [2] ta thu được giá trị tải trọng tới hạn như trong bảng 1.

Các kết quả tính toán thể hiện trong bảng 1 cho thấy giá trị tải trọng tới hạn tính theo 2 phương pháp có sự sai khác không đáng kể. Tuy nhiên, sử dụng phương pháp đạo hàm biến đổi đơn giản và hiệu quả hơn trong trường hợp tiết diện cột thay đổi theo một hàm số bất kỳ. Bước sai phân càng nhỏ kết quả càng chính xác so với phương pháp giải tích hoặc các phương pháp phổ biến khác.

Bảng 1. Giá trị tải trọng tới hạn theo các phương pháp

Giá trị	Phương pháp Bubnov-Galerkin	Phương pháp sai phân hữu hạn				
		N=4	N=8	N=16	N=20	N=30
P_{th} , kN	3.778×10^4	3.862×10^4	3.822×10^4	3.788×10^4	3.784×10^4	3.778×10^4
Δ , %		2.176%	1.15%	0.264%	0.16%	0%

4. Kết luận

Phương pháp sai phân hữu hạn áp dụng để tính ổn định cột có tiết diện thay đổi cho phép thực hiện được với các hàm số thay đổi tiết diện theo quy luật bất kỳ mà không gặp trở ngại về mặt toán học do có thể áp dụng phần mềm lập trình Mathcad để giải bài toán. Trên cơ sở lý thuyết trình bày, tác giả đã thiết lập trình tự giải bài toán ổn định cột có tiết diện thay đổi bằng phần mềm lập trình Mathcad, trong nội dung bài báo trình bày kết quả một ví dụ cụ thể để kiểm nghiệm phương pháp tính. /.

Tài liệu tham khảo

1. Hoàng Việt Bách, Nghiên cứu tính toán ổn định của cột có tiết diện thay đổi bằng phương pháp sai phân hữu hạn, Luận văn thạc sĩ kỹ thuật, Trường đại học kiến trúc Hà nội, 2016.
2. Lê Thọ Trình, Ổn định công trình, NXB khoa học và kỹ thuật, Hà Nội, 2008.
3. Nguyễn Mạnh Yên, Phương pháp số trong cơ học kết cấu, NXB khoa học và kỹ thuật, Hà Nội, 2000
4. В.Н. Иванов, Основы численных методов расчета конструкций, Москва, 2007
5. А.В. Александров, В.Д. Потапов, Б.П. Державин, Сопротивление материалов, Москва «высшая школа», 2003.

Postbuckling behavior of functionally graded sandwich...

(tiếp theo trang 22)

Fig. 5 gives the postbuckling behavior of FGM SSSSs with various values of non-dimensional foundation stiffness K_1 , K_2 . It is obvious that elastic foundations have very beneficial influences on the load carrying capability of FGM SSSSs under uniform external pressure. On the one hand, the extreme-type buckling pressures and load-deflection curves are considerably enhanced as the stiffness parameters of foundations, especially Pasternak type foundations, are increased. On the other hand, the severity of snap-through instability is decreased, that is, the difference between upper and lower point pressures is reduced because of the presence of elastic foundations.

5. Concluding remarks

The postbuckling behavior of sandwich shallow spherical shells (SSSS) constructed from two functionally graded material (FGM) face sheets and thicker metal core layer, rested on elastic foundations and subjected to uniform external pressure has been investigated. Governing

equations are based on the first order shear deformation shell theory taking geometrical nonlinearity and Pasternak type foundation interaction into consideration. Approximate analytical solutions are assumed to satisfy immovably clamped boundary condition and Galerkin procedure is applied to derive explicit expression of nonlinear load-deflection relation from which the nonlinear stability of FGM SSSSs is analyzed. The results show that pressure-loaded FGM SSSS exhibit an extreme type buckling response and an unstable postbuckling behavior with a relatively intense snap-through phenomenon. The study also reveals that increase in the volume fraction index, thickness of face sheets and the rise of spherical shell lead to an increase in buckling loads, load-deflection curves and severity of snap-through instability. In addition, the load carrying capacity is enhanced and the postbuckling behavior of pressure-loaded FGM SSSSs is more stable due to the support of elastic foundations, especially Pasternak type elastic foundations./.

Tài liệu tham khảo

1. T. Hause, L. Librescu, and C. Carmarda, Postbuckling of anisotropic flat and doubly-curved sandwich panels under complex loading conditions, *Int. J. Solids Struct.*, Vol. 35, 3007-3027, 1998.
2. L. Librescu and T. Hause, Recent developments in the modeling and behavior of advanced sandwich constructions: a survey, *Compos. Struct.*, Vol. 48, 1-17, 2000.
3. A.M. Zenkour, A comprehensive analysis of functionally graded sandwich plates: part 2-buckling and free vibration, *Int. J. Solids Struct.*, Vol. 42, 5243-5258, 2005.
4. A.M. Zenkour and M. Sobhy, Thermal buckling of various types of FGM sandwich plates, *Compos. Struct.*, Vol. 93, 93-102, 2010.
5. H.S. Shen and S.R. Li, Postbuckling of sandwich plates with FGM face sheets and temperature-dependent properties, *Compos. Part B-Eng.*, Vol. 39, 332-344, 2008.
6. H.V. Tung, Thermal and thermomechanical postbuckling of FGM sandwich plates resting on elastic foundations with tangential edge constraints and temperature dependent properties, *Compos. Struct.*, Vol. 131, 1028-1039, 2015.
7. H.V. Tung, Nonlinear thermomechanical stability of shear deformable FGM shallow spherical shells resting on elastic foundations with temperature dependent properties, *Compos. Struct.*, 114, 107-116, 2014.
8. H.V. Tung, Nonlinear axisymmetric response of FGM shallow spherical shells with tangential edge constraints and resting on elastic foundations, *Compos. Struct.*, Vol. 149, 231-238, 2016.
9. M. Sathyamoorthy, Vibrations of moderately thick shallow spherical shells at large amplitudes, *J. Sound Vib.*, Vol. 13, 157-170, 1978.

Khảo sát điều kiện bền về ứng suất pháp so với điều kiện độ võng của sàn thép

Investigation on the normal stress strength versus ultimate deflection in steel deck

Nguyễn Thanh Tùng

Tóm tắt

Trong thiết kế sàn thép, thông thường sẽ chọn sơ bộ sàn theo điều kiện về độ võng giới hạn, sau đó kiểm tra lại các điều kiện bền về ứng suất pháp. Bài báo khảo sát về mặt lý thuyết ảnh hưởng của điều kiện bền về ứng suất pháp trong sàn thép so với độ võng và chứng minh rằng trong thực tế thì phương pháp này là hợp lý trong các trường hợp tải trọng thông thường không quá lớn, tuy nhiên bài báo chỉ ra rằng với tải trọng quá lớn thì phương pháp này là không hợp lý.

Từ khóa: thiết kế sàn thép, sàn thép một phương, phi tuyến hình học, ứng suất pháp trong sàn thép, cường độ bền về ứng suất pháp trong sàn thép

Abstract

In steel deck design, practically to select the steel deck thickness by the ultimate deflection, then review the normal stress strength condition. This paper investigates theoretically the effect of normal stress strength in the steel decks against deflection and demonstrates that in practice this method is reasonable in mostly load cases not extreme large, but when the load is extreme large, this method is unreasonable.

Keywords: steel deck design, one-way steel deck, geometric nonlinear, normal stress in steel deck, normal stress strength in steel deck

ThS. Nguyễn Thanh Tùng
Khoa Xây dựng,
Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội
Email: nguyenthantungb@gmail.com

1. Thiết lập phương trình mô men uốn trong sàn thép

Sàn thép là một trong các cấu kiện cơ bản thường gặp trong kết cấu thép. Sàn thép thông thường làm việc theo 1 phương, do đó có thể cắt 1 dải bản ra để tính, theo [2],[5] có thể coi sàn như một dầm có mô đun đàn hồi qui đổi E_1 :

$$E_1 = \frac{E}{1 - \nu^2} \quad (1-1)$$

Trong đó E – mô đun đàn hồi, ν - hệ số Poisson của thép.

Thông thường chiều dày sàn thép rất mỏng so với nhịp do đó khác với dầm, sàn thép cần phải kể đến ảnh hưởng của độ võng tới lực kéo trong sàn để tiết kiệm và sát thực tế khi tính toán. Từ đó, có thể thiết lập được hệ công thức tính toán cho sàn thép.

Giả thiết độ võng là nhỏ, phương trình vi phân dầm chịu uốn theo sức bền vật liệu:

$$y''(z) = \frac{-M(z)}{E_1 J} \quad (1-2)$$

từ đó ta có

$$M(z) = -E_1 J y''(z) \quad (1-3)$$

Mặt khác, mômen $M(z)$ bằng mômen của dầm đơn giản không kể đến lực kéo ($M_0(z)$) trừ đi mômen do lực kéo gây ra: $M(z) = M_0(z) - Hy(z)$, thay vào phương trình trên được phương trình vi phân cấp 2:

$$M_0(z) - Hy(z) = -E_1 J y''(z)$$

Hay viết lại:

$$y''(z) - \frac{H}{E_1 J} y(z) = \frac{-M_0(z)}{E_1 J} \quad (1-4)$$

Có thể giải trực tiếp phương trình vi phân (1-4) bằng lý thuyết phương trình vi phân, tuy nhiên có thể giải gần đúng bằng cách giả sử hình dạng của hàm độ võng, sau đó thay vào phương trình vi phân trên để tìm các thông số (cách làm này khiến cho nghiệm tìm được đơn giản, dễ dùng trong khi sai số không cao và được sử dụng phổ biến [3], [4]). Giả thiết hàm $y(z)$ có dạng sau:

$$y(z) = \Delta \cdot \sin \frac{\pi z}{l} \quad (1-5)$$

Trong đó Δ là độ võng lớn nhất.

Gọi độ võng ban đầu (chưa kể đến ảnh hưởng của lực kéo) của dầm đơn giản là Δ_0 , đặt y_0 bằng:

$$y_0(z) = \Delta_0 \sin \frac{\pi z}{l} \quad (1-6)$$

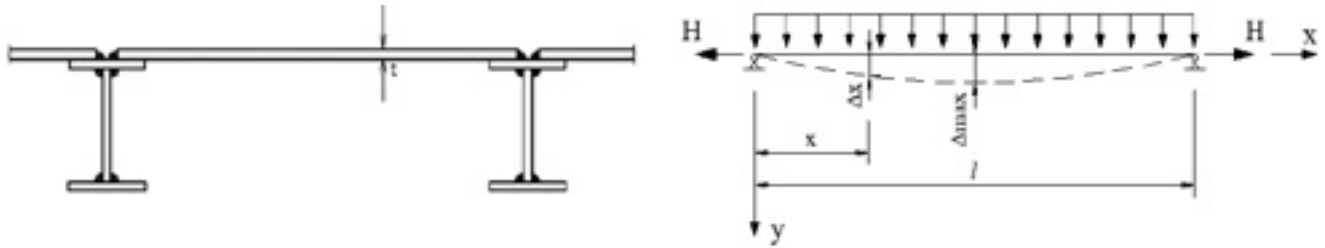
Trong đó, Δ_0 được tính theo công thức độ võng của dầm đơn giản:

$$\Delta_0 = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{E_1 J} \quad (1-7)$$

Theo (1-3) $M_0(z) = -E_1 J y_0''(z)$, thay giá trị này và (1-5), (1-6), (1-14) vào phương trình vi phân (1-4) ở trên có:

$$E_1 J \Delta \frac{\pi^2}{l^2} \sin \frac{\pi z}{l} = E_1 J \Delta_0 \frac{\pi^2}{l^2} \sin \frac{\pi z}{l} - Hy(z) \quad (1-8)$$

Thay quan hệ



Hình 1-1. Sơ đồ tính toán của bài toán sàn mỏng có gối đỡ biến dạng

$$y(z) = \Delta_0 \sin \frac{\pi z}{l} \text{ và } y_0(z) = \Delta_0 \sin \frac{\pi z}{l}$$

ngược lại vào phương trình trên được

$$E_1 J \frac{\pi^2}{l^2} y(z) = E_1 J \frac{\pi^2}{l^2} y_0(z) - H y(z)$$

Từ đó giải ra được $y(z)$ là:

$$y(z) = \frac{y_0(z)}{1 + \frac{H}{\frac{\pi^2 E_1 J}{l^2}}} \quad (1-9)$$

Đặt:

$$\alpha = \frac{H}{\frac{\pi^2 E_1 J}{l^2}}$$

Từ đó có các công thức sau [5]:

$$H = \frac{\pi^2 E_1 J}{l^2} \alpha = \frac{\pi^2}{4} \frac{\Delta^2}{l^2} E_1 t_s \quad (1-10)$$

$$y(z) = \frac{y_0(z)}{1 + \frac{H}{\frac{\pi^2 E_1 J}{l^2}}} = \frac{\Delta_0}{1 + \alpha} \sin \left(\frac{\pi z}{l} \right) \quad (1-11)$$

Khi thiết kế độ võng theo TTGH2 thì tải trọng q trong (1-7) được thay bằng q^c

$$\Delta_0 = \frac{5}{384} \frac{q^c l^4}{E_1 J} \quad (1-12)$$

Trong đó Δ_0 là độ võng của sàn nếu coi nó là dầm đơn giản (bỏ qua ảnh hưởng của lực kéo H)

Từ (1-11), độ võng lớn nhất ở giữa dầm là

$$\Delta_{\max} = \frac{\Delta_0}{1 + \alpha} \quad (1-13)$$

Có các quan hệ đạo hàm của phương trình độ võng dầm $y(z)$ theo (1-11) có:

$$\frac{dy}{dz} = \frac{\pi}{l} \frac{\Delta_0}{1 + \alpha} \cos \left(\frac{\pi z}{l} \right)$$

$$\frac{d^2 y}{dz^2} = -\frac{\pi^2}{l^2} \frac{\Delta_0}{1 + \alpha} \sin \left(\frac{\pi z}{l} \right) \quad (1-14)$$

Thay (1-14) vào (1-3) có phương trình của $M(z)$ khi tính theo TTGH I cho bởi

$$M(z) = \frac{\Delta_0}{1 + \alpha} E_1 J \frac{\pi^2}{l^2} \sin \left(\frac{\pi z}{l} \right) = \frac{5}{384} \frac{\gamma_q q^c l^4}{E_1 J} E_1 J \frac{\pi^2}{l^2} \sin \left(\frac{\pi z}{l} \right)$$

$$= \frac{5 \pi^2}{384} \frac{1}{1 + \alpha} \gamma_q q^c l^2 \sin \left(\frac{\pi z}{l} \right) \approx \frac{1}{8} \frac{\gamma_q q^c l^2}{1 + \alpha} \sin \left(\frac{\pi z}{l} \right) = \frac{M_0}{1 + \alpha} \sin \left(\frac{\pi z}{l} \right) \quad (1-15)$$

Trong đó M_0 là mô men uốn lớn nhất của dầm đơn giản cho bởi:

$$M_0 = \frac{\gamma_q q^c l^2}{8} \quad (1-16)$$

Từ (1-15) mô men lớn nhất là ở giữa dầm và bằng

$$M_{\max} = \frac{M_0}{1 + \alpha} \quad (1-17)$$

2. Khảo sát ảnh hưởng của điều kiện bền về ứng suất pháp so với điều kiện độ võng

Thông thường thì điều kiện bền về ứng suất tiếp luôn thỏa mãn trong sàn nếu như đã thỏa mãn các điều kiện bền về ứng suất pháp và độ võng. Vì thế sàn chỉ cần được thiết kế để thỏa mãn cả điều kiện về ứng suất pháp và điều kiện độ võng, khi đó sẽ có một trong hai điều kiện xảy ra trước điều kiện còn lại. Nói chung, điều kiện độ võng sẽ xảy ra trước điều kiện về ứng suất pháp nhưng vẫn có trường hợp ngược lại. Vì thế cần đi tìm các trường hợp của tải trọng q^c mà điều kiện về ứng suất pháp sẽ xảy ra trước điều kiện về độ võng. Để tìm được q^c sao cho điều kiện ứng suất pháp sẽ xảy ra trước điều kiện độ võng thì đầu tiên tìm điều kiện q^c để sàn đạt độ võng tới hạn, với tải trọng q^c này giải điều kiện sao cho ứng suất pháp vượt quá tới hạn như ở dưới đây.

Điều kiện bền về ứng suất pháp dưới tác dụng của mô men uốn và lực kéo trong sàn là

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}''}{W} + \frac{H''}{A} \leq f \gamma_c \quad (2-1)$$

Theo (1-10), lực kéo H'' khi tính với TTGH1 cho bởi

$$H'' = \gamma_q \frac{\pi^2}{4} \frac{\Delta^2}{l_s^2} E_1 t_s \quad (2-2)$$

Thay (1-16), (1-17), (2-2) vào (2-1) có

$$\sigma_{\max} = \frac{\gamma_q q^c l_s^2}{8(1 + \alpha)} \frac{6}{t_s^2} + \frac{\gamma_q}{t_s} \frac{\pi^2}{4} \frac{\Delta^2}{l_s^2} E_1 t_s \leq f \gamma_c$$

$$\sigma_{\max} = \frac{3}{4} \frac{1}{(1 + \alpha)} \gamma_q q^c \left(\frac{l_s}{t_s} \right)^2 + \gamma_q \frac{\pi^2}{4} \frac{\Delta^2}{l_s^2} E_1 \leq f \gamma_c \quad (2-3)$$

Bảng 2-1. Giá trị q^c_{min} theo n_0 và f

$f(KN/m^2)$		$n_0=80$	$n_0=90$	$n_0=100$	$n_0=120$	$n_0=150$
$2,1 \times 10^5 (CCT34)$	$q^c_{min} (KN/m^2)$	62	65	66	71	98
$2,3 \times 10^5 (CCT38)$	$q^c_{min} (KN/m^2)$	76	79	79	89	99
$2,5 \times 10^5 (CCT42)$	$q^c_{min} (KN/m^2)$	91	94	95	95	100

Trong đó từ (1-7) thì Δ_0 được tính theo công thức sau

$$\Delta_0 = \frac{5}{384} \frac{q^c l_s^4}{E_1 J} = \frac{5}{384} \frac{q^c l_s^4}{E_1 \frac{t_s^3}{12}} = \frac{5}{32} \frac{q^c}{E_1} \left(\frac{l_s}{t_s} \right)^3 l_s \quad (2-4)$$

Từ (1-13) và (2-4) có Δ là

$$\Delta = \frac{\Delta_0}{1+\alpha} = \frac{5}{32(1+\alpha)} \frac{q^c}{E_1} \left(\frac{l_s}{t_s} \right)^3 l_s \quad (2-5)$$

Từ đó có Δ/l_s được cho bởi

$$\frac{\Delta}{l_s} = \frac{5}{32(1+\alpha)} \frac{q^c}{E_1} \left(\frac{l_s}{t_s} \right)^3 \quad (2-6)$$

Giả định độ võng của sàn bằng độ võng giới hạn

$$\frac{\Delta}{l_s} = \left[\frac{\Delta}{l_s} \right] = \frac{1}{n_0} \quad (2-7)$$

Theo [5], thì để thỏa mãn (2-7) thì tỉ số l_s/t_s phải bằng giá trị theo công thức xấp xỉ sau

$$\frac{l_s}{t_s} = \frac{4n_0}{15} \left(1 + \frac{72E_1}{n_0^4 q^c} \right) \quad (2-8)$$

Từ (2-6), (2-7) có

$$1+\alpha = \frac{5}{32} n_0 \frac{q^c}{E_1} \left(\frac{l_s}{t_s} \right)^3 \quad (2-9)$$

Thay (2-7), (2-9) vào (2-3) thu được

$$\sigma_{max} = \gamma_q \frac{24}{5} \frac{1}{n_0} \left(\frac{l_s}{t_s} \right)^{-1} E_1 + \gamma_q \frac{\pi^2}{4} \frac{1}{n_0^2} E_1 \leq f \gamma_c \quad (2-10)$$

Thay giá trị l_s/t_s từ (2-8) vào (2-10) thì (2-1) khi thỏa mãn điều kiện (2-7) trở thành dạng sau

$$\sigma_{max} = \gamma_q \frac{18}{\left(1 + \frac{72E_1}{n_0^4 q^c} \right)} \frac{1}{n_0^2} E_1 + \gamma_q \frac{\pi^2}{4} \frac{1}{n_0^2} E_1 \leq f \gamma_c \quad (2-11)$$

Từ (2-11) giá trị của q^c để điều kiện bền về ứng suất pháp xảy ra trước điều kiện võng là $\sigma_{max} > f \gamma_c$ từ đó giải ra được:

$$q^c > q^c_{min} = \frac{72E_1}{n_0^2 \left(\frac{18\gamma_q E_1}{f\gamma_c - \gamma_q \frac{\pi^2}{4} \frac{1}{n_0^2} E_1} - n_0^2 \right)} \quad (2-12)$$

Điều kiện xác định của (2-12) là $q^c_{min} > 0$ dẫn tới

$$\sqrt{\gamma_q \frac{\pi^2}{4} \frac{E_1}{f\gamma_c}} < n_0 < \sqrt{\gamma_q \left(18 + \frac{\pi^2}{4} \right) \frac{E_1}{f\gamma_c}} \quad (2-13)$$

Từ đó, phạm vi áp dụng của (2-12) là

$$57,04 < n_0 < 150,57 \quad (2-14)$$

Ngoài khoảng này không đúng vì công thức xấp xỉ chọn độ võng (2-8) không còn chính xác nữa theo [5], vì vậy không thể xét được các giá trị của n_0 ngoài phạm vi trên.

Từ (2-12) lập được Bảng 2-1 ở dưới là giá trị q^c nhỏ nhất để điều kiện bền về ứng suất pháp xảy ra trước điều kiện võng, khi đó không áp dụng công thức (2-8) để chọn sàn được nữa.

3. Ví dụ tính toán

Kiểm tra điều kiện bền ứng suất pháp và võng của sàn thép CCT34 với: $f=2,1 \times 10^5$ (KN/m²), $E=2,1 \times 10^8$ (KN/m²), $\nu=0,3$. Nhịp sàn là $l_s=1,3$ (m), chiều dày sàn $t_s=2$ (cm)=0,02 (m), tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên sàn là $q^c=80$ (KN/m²). Hệ số độ tin cậy của tải trọng $\gamma_q=1,2$, hệ số điều kiện làm việc $\gamma_a=1$. Nghịch đảo độ võng cho phép $n_0=120$. Bỏ qua trọng lượng bản thân sàn vì khá nhỏ so với tải trọng.

Giải:

Mô đun đàn hồi quy đổi theo (1-1) là

$$E_1 = \frac{E}{1-\nu^2} = \frac{2,1 \times 10^8}{1-0,3^2} = 2,308 \times 10^8 \text{ (KN / m}^2\text{)} \quad (3-1)$$

Tỉ số giữa nhịp và chiều dày sàn để độ võng xấp xỉ bằng độ võng giới hạn theo (2-8) là

$$\left[\frac{l_s}{t_s} \right] = \frac{4n_0}{15} \left(1 + \frac{72E_1}{n_0^4 q^c} \right) = \frac{4 \times 120}{15} \left(1 + \frac{72 \times 2,308 \times 10^8}{120^4 \times 80} \right) = 64,051 \quad (3-2)$$

Như vậy có thể chọn theo [5] độ võng sẽ xấp xỉ độ võng tới hạn. Có thể kiểm tra điều này bằng cách tính độ võng của sàn như ở dưới đây:

$$\Delta_0 = \frac{5}{384} \frac{q^c l_s^4}{E_1 t_s^3} = \frac{5}{384} \frac{80 \times 1,3^4}{2,308 \times 10^8 \times \frac{0,02^3}{12}} = 0,0194 \text{ (m)} \quad (3-3)$$

$$\alpha(1+\alpha)^2 = 3 \left(\frac{\Delta_0}{t_s} \right)^2 = 3 \left(\frac{0,0194}{0,02} \right)^2 = 2,805 \rightarrow \alpha = 0,834 \quad (3-4)$$

Từ đó độ võng của sàn là đảm bảo yêu cầu vì

$$\frac{\Delta}{l_s} = \frac{\Delta_0}{1+\alpha} \frac{1}{l_s} = \frac{0,0194}{1+0,834} \times \frac{1}{1,3} = \frac{1}{124} \approx \frac{1}{n_0} = \frac{1}{120} \quad (3-5)$$

Mô men trong sàn là

(xem tiếp trang 33)

Khảo sát khả năng chịu lực của tấm bê tông cốt thép chịu tải trọng nổ theo điều kiện liên kết

study on bearing capacity of reinforced concrete plates subjected to blast loading by restrain conditions

Nguyễn Ngọc Phương, Ngô Quốc Trung

Tóm tắt

Bài báo trình bày việc khảo sát khả năng chịu lực của tấm bê tông cốt thép chịu tải trọng nổ khi thay đổi liên kết ở các cạnh của tấm theo tiêu chuẩn Hoa Kỳ nhằm làm rõ sự làm việc của tấm, từ đó có các nhận xét và kiến nghị cho công tác thiết kế và với tiêu chuẩn Việt Nam hiện hành..

Từ khóa: tấm bê tông cốt thép, tải trọng nổ, liên kết

Abstract

The article represents a study on bearing capacity of reinforced concrete plates subjected to blast loading while restrains on edges varies based on US code, in order to clarify the responses of the plates. Moreover, the comments and recommends for design and current Vietnamese standards are given.

Keywords: reinforced concrete plates, blast loading, restraint

PGS.TS. Nguyễn Ngọc Phương
Khoa Xây dựng, Trường Đại Học Kiến trúc Hà Nội

Email: <phuong151.hau@gmail.com>

ThS. Ngô Quốc Trung

Ban quản lý dự án đầu tư xây dựng
Quận Hai Bà Trưng, Hà Nội

Email: <hunter2811@gmail.com>

1. Đặt vấn đề

Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép (BTCT) tại Việt Nam hiện nay chủ yếu đề cập tới khả năng chịu các tải trọng thông thường như tĩnh tải, hoạt tải sử dụng, tải trọng gió, tải trọng động đất, tải trọng do cháy nổ còn chưa được đề cập một cách rõ ràng. Ở một số nước tiên tiến trên thế giới như Hoa Kỳ, Anh..., việc đề cập tới tải trọng nổ đã được quan tâm, nghiên cứu khá rõ ràng. Tại Việt Nam, mặc dù tải trọng nổ đã được đề cập đến ở một số công trình nhưng chủ yếu là trong lĩnh vực quân sự. Trong lĩnh vực dân sự thì chưa được quan tâm một cách thỏa đáng, do đó khi thiết kế kết cấu chịu tải trọng nổ còn chưa đánh giá khả năng chịu lực một cách rõ ràng và phù hợp để đảm bảo an toàn và hiệu quả kinh tế.

Tải trọng nổ là một loại tải trọng đặc biệt. Khả năng chịu lực của kết cấu BTCT phụ thuộc vào nhiều yếu tố như: nguồn nổ (vị trí, khoảng cách, độ lớn...), vật liệu, điều kiện liên kết của tấm,... Trong phần khảo sát của bài báo chỉ đề cập tới sự thay đổi về điều kiện liên kết. Thiết kế phòng chống cháy nổ là sự kết hợp chặt chẽ giữa quy hoạch kiến trúc, bố trí tổng mặt bằng, tính toán độ bền và cấu tạo các cấu kiện kết cấu, lựa chọn đặc trưng kỹ thuật của các thiết bị cơ điện v.v... Một trong những giải pháp thường được cân nhắc là bố trí tường bê tông bảo vệ tại những vị trí trọng yếu của công trình. Tuy nhiên trong tiêu chuẩn Việt Nam, việc thiết kế kết cấu BTCT chịu tải trọng nổ chưa được đề cập rõ ràng.

Vì vậy đánh giá khả năng chịu lực của tấm BTCT chịu tải trọng nổ là vấn đề cần thiết hiện nay.

2. Nguyên lý đánh giá khả năng chịu lực của tấm bê tông cốt thép chịu tải trọng nổ

2.1. Trạng thái phá hoại của cấu kiện BTCT chịu tải trọng nổ

Việc xác định giới hạn phá hoại của kết cấu tùy thuộc vào mục đích thiết kế cũng như điều kiện làm việc của kết cấu, ví dụ như giới hạn phá hoại của kết cấu bao che sẽ khác so với kết cấu chịu lực chính hay giới hạn phá hoại của các kết cấu tại các vị trí thông thường sẽ thấp hơn với kết cấu tại các vị trí có thiết bị hoặc người sử dụng. Tiêu chuẩn AICE (Mỹ) đã đưa ra các mức độ phá hoại của cấu kiện thông qua việc đánh giá khả năng làm việc của cấu kiện sau khi chịu áp suất sóng nổ. Mức độ thiệt hại của công trình được thể hiện tại Bảng 1 [1].

Bảng 1: Mức độ thiệt hại của công trình

Mức độ thiệt hại của công trình	Tình trạng công trình
1. Thiệt hại nhỏ	Công trình vẫn hoạt động bình thường và có thể chỉ phải thực hiện một vài sửa chữa nhỏ không đáng kể sau vụ nổ.
2. Thiệt hại trung bình	Công trình bắt đầu xuất hiện biến dạng và phải tiến hành sửa chữa đáng kể sau vụ nổ. Có nguy cơ với người sử dụng công trình do các hư hại của công trình.
3. Thiệt hại nặng	Công trình gần như sập đổ, không thể tiếp tục sử dụng. Người sử dụng công trình có nguy cơ thương vong cao.
4. Sập đổ	Công trình bị sập đổ hoàn. Nguy cơ tử vong cao cho người sử dụng công trình.

Từ các nghiên cứu thực nghiệm, AICE cũng đã đưa ra biến dạng của cấu kiện BTCT chịu tải trọng nổ tương ứng với từng mức độ thiệt hại như tại Bảng 2 [1].

Trong đó góc quay θ tại các gối (các vị trí xuất hiện khớp dẻo) xác định tại Hình 1.

Từ đó có thể dễ dàng nhận thấy đối với các kết cấu của công trình được thiết kế để đảm bảo an toàn khi vụ nổ xảy ra, khuyến nghị lấy góc quay $\theta < 2^\circ$. Với các cấu kiện được thiết kế nhằm đảm bảo không đổ, sập khi chịu tải trọng sóng nổ trực tiếp,

Bảng 2: Biến dạng giới hạn của cấu kiện BTCT khi kể đến mức độ phá hoại

Mức độ thiệt hại	Góc quay θ
1. Thiệt hại nhỏ	$0^\circ - 1^\circ$
2. Thiệt hại trung bình	$1^\circ - 2^\circ$
3. Thiệt hại nặng	$2^\circ - 4^\circ$
4. Sập đổ	$>4^\circ$

khi tính toán nên giới hạn góc quay $\theta \leq 4^\circ$.

2.2. Phương trình cân bằng động của tấm BTCT chịu tải trọng nổ:

Nguyên tắc thiết kế cấu kiện BTCT với biến dạng uốn θ trong giới hạn cho phép là cấu kiện phải đạt được cường độ chịu uốn sao cho động năng gây ra bởi sóng nổ có thể được hấp thụ hoàn toàn bởi năng lượng biến dạng phát triển khi cấu kiện chuyển vị tức thời đến giá trị cực đại X_M .

Phương trình cân bằng động năng của kết cấu tấm chịu tải trọng động được biểu diễn như sau [2]:

$$\frac{i^2}{2.K_{LM}.m} = \frac{r_u.X_E}{2} + r_u.(X_M - X_E) \quad (1)$$

Trong đó, i : Xung lực đơn vị gây ra bởi tải trọng nổ; K_{LM} : Hệ số lực – khối; m : Khối lượng đơn vị; r_u : Khả năng chịu lực đơn vị tới hạn; X_E : Chuyển vị trong trạng thái đàn hồi; X_M : Chuyển vị tức thời cực đại.

Từ (1), khả năng chịu xung lực đơn vị của tấm được biểu diễn như sau:

$$I = \sqrt{2K_{LM}mR_u(X_M - \frac{X_E}{2})} \quad (2)$$

3. Khảo sát số

3.1. Mô hình của bài toán

Đối tượng khảo sát là tấm BTCT sử dụng làm kết cấu bao che có kích thước: $L \times H = 5 \times 4$ (m) với chiều dày $T_c = 150$ (mm), khoảng cách giữa hai lớp thép $d_c = 80$ (mm).

Tấm tường sử dụng bê tông có cường độ chịu nén trên mẫu lập phương ở 28 ngày tuổi $f_{cu} = 30$ N/mm², mô đun đàn hồi $E_c = 25000$ N/mm², khối lượng riêng $\gamma_c = 2400$ kg/m³. Cốt thép sử dụng có giới hạn chảy $f_y = 300$ N/mm², giới hạn bền $f_u = 400$ N/mm², mô đun đàn hồi $E_s = 200000$ N/mm².

Cường độ vật liệu chịu uốn khi chịu tải trọng động [2]:

- Bê tông:

$$f_{dcu} = 1,25 \times f_{cu} = 1,25 \times 30 = 37,5 \left(N / mm^2 \right)$$

- Cốt thép:

$$f_{dy} = 1,20 \times f_y = 1,20 \times 300 = 360 \left(N / mm^2 \right)$$

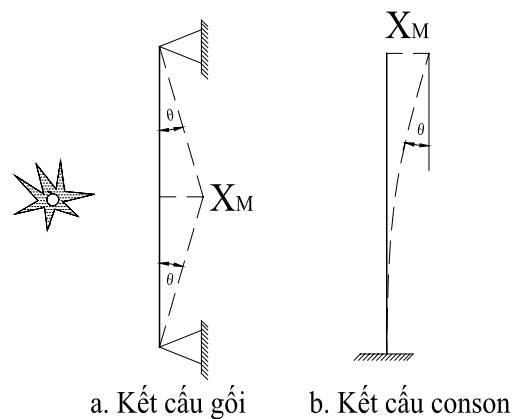
$$f_{du} = 1,05 \times f_u = 1,05 \times 400 = 420 \left(N / mm^2 \right)$$

Ta có:

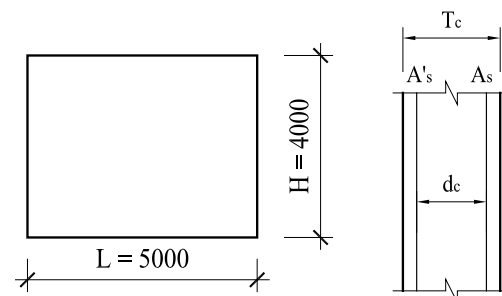
$$f_{ds} = f_{dy} + 0,25 \times (f_{du} - f_{dy})$$

$$= 360 + 0,25 \times (420 - 360) = 375 \left(N / mm^2 \right)$$

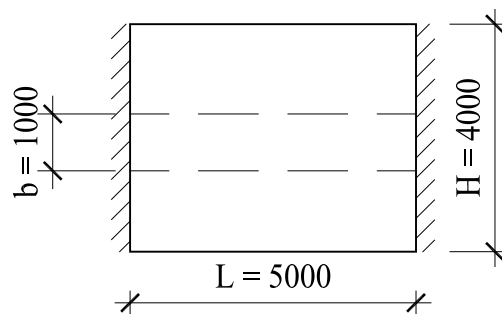
Các giả thiết:



Hình 1. Biến dạng của dầm BTCT chịu tải trọng nổ



Hình 2. Kích thước hình học tấm BTCT



Hình 3. Sơ đồ tính toán tấm BTCT liên kết 2 cạnh ngàm đối diện chịu tải trọng nổ

- Nguồn nổ có vị trí đủ để sóng nổ bao trùm toàn bộ tấm BTCT và tạo ra xung lực vuông góc với tấm.

- Tấm làm việc trong gian đoạn đàn - dẻo lý tưởng.

- Tấm làm việc ở trạng thái thiệt hại nặng, tương ứng với góc xoay $\theta = 4^\circ$.

3.2. Xác định khả năng chịu tải trọng nổ của tấm BTCT làm việc 1 phương:

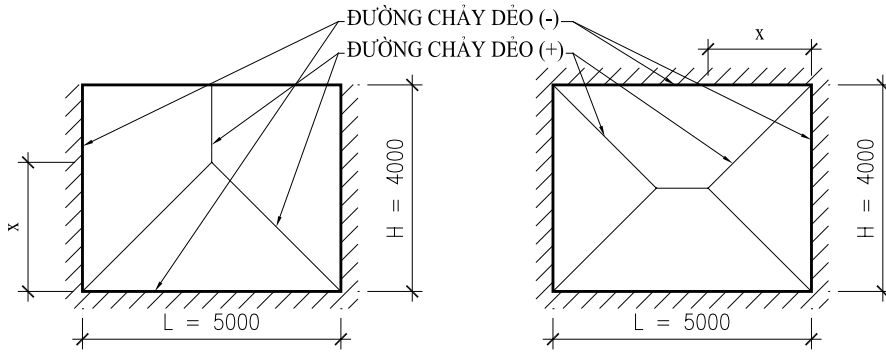
Tính toán khả năng chịu tải trọng nổ của tấm BTCT có kích thước hình học như hình 3, liên kết 2 đầu ngàm và các thông số về vật liệu như đã đưa ra tại mục 3.1. Xét một đoạn tấm rộng 1m ($b = 1$ m), Giả thiết hàm lượng cốt thép chịu kéo và chịu nén là bằng nhau $\rho_{sc} = \rho_{st} = \rho_s = 0,2\% = 0,002$.

Mômen quán tính của tiết diện khi bị nứt: $I = F.b.d_c^3$

Với $F = 0,0415$ là hệ số xác định mômen quán tính của tiết diện đặt thép đối xứng với hệ số đàn hồi $n = 0,8$ [2]

Ta có: $I = 0,415 \times 1 \times 0,08 = 3,32.10^{-3} (m^4)$

Khả năng chịu uốn tới hạn:



Hình 4. Sơ đồ tính toán tấm BTCT liên kết 3 và 4 cạnh ngàm

$$M_N = M_P = A_s \cdot f_{ds} \cdot d_c = \frac{A_s}{d_c \cdot b} f_{ds} \cdot d_c^2 = \rho_s \cdot f_{ds} \cdot d_c^2$$

$$= 0,002 \times 375 \times 10^6 \times 0,08^2$$

$$= 4,8 \times 10^3 \text{ (Nm/m)}$$

Khả năng chịu lực đơn vị tới hạn, xác định theo [2]:

$$r_u = \frac{8(M_N + M_P)}{L^2}$$

$$= \frac{8 \times (3,32 \times 10^{-3} + 3,32 \times 10^{-3})}{5^2}$$

$$= 3,07 \times 10^3 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

Độ cứng đàn hồi tương đương [2]:

$$K_E = \frac{307EI}{L^4} = \frac{370 \times 2,5 \times 10^{10} \times 3,32 \times 10^{-3}}{5^2}$$

$$= 3,26 \times 10^6 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

Chuyển vị đàn hồi tương đương [2]:

$$X_E = \frac{r_u}{K_E} = \frac{3,07 \times 10^3}{3,26 \times 10^6} = 9,42 \times 10^{-4} \text{ (m)}$$

Chuyển vị tức thời cực đại [2]:

$$X_M = \frac{L}{2} \times \tan(4^\circ) = \frac{5}{2} \times 0,069927 = 0,1748 \text{ (m)}$$

Với bản làm việc 1 phương hai đầu ngàm tra trong [2] ta có hệ số lực khối $K_{LM} = 0,66$

Khối lượng đơn vị: $m = \rho_v \cdot T_c = 2400 \times 0,015 = 360 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$
 $= 3530,394 \text{ (N/m}^2\text{)}$

Vậy, ta có tải trọng xung động với xung lực đơn vị tấm BTCT có thể chịu được với góc mở lớn nhất $\theta = 4^\circ$:

$$i = \sqrt{2M_E r_u \left(X_M - \frac{X_E}{2} \right)}$$

$$i_{2F} = \sqrt{2 \times 3530,394 \times 3,07 \times 10^3 \left(0,1748 - \frac{9,42 \times 10^{-4}}{2} \right)}$$

$$= 1579,8 \text{ (N)}$$

3.3. Xác định khả năng chịu tải trọng nổ của tấm BTCT làm việc 2 phương:

Sử dụng tấm BTCT như hình 2, thay đổi liên kết ở các cạnh là 3 và 4 cạnh ngàm. Xác định mômen chống uốn tại các vị trí hình thành khớp dẻo (hình 4) theo các giai đoạn và sử dụng các bảng tra trong [2]:

- Khả năng chịu lực đơn vị tới hạn [2]:

$$r_u = \frac{5(M_{HN} + M_{HP})}{x^2}$$

- Với tỷ lệ $L/H = 1,25$, từ [2] ta có hệ số quy đổi lực khối:

• Tấm liên kết 3 cạnh: $K_{LM} = 0,65 - 0,16 \left(\frac{L}{2H} - 1 \right)$

• Tấm liên kết 4 cạnh: $K_{LM} = 0,61 - 0,16 \left(\frac{L}{H} - 1 \right)$

- Chuyển vị đàn hồi tương đương [2]:

$$X_E = X_e \left(\frac{r_{ep}}{r_u} \right) + X_{ep} \left(1 - \frac{r_e}{r_u} \right) + X_p \left(1 - \frac{r_{ep}}{r_u} \right)$$

Trong đó: X_e , X_{ep} : lần lượt là chuyển vị trong giai đoạn đàn hồi và giai đoạn đàn - dẻo; r_e , r_{ep} : lần lượt là khả năng

Bảng 3: Khả năng chịu tải trọng nổ của tấm BTCT ngàm 3 và 4 cạnh

	x (m)	R_u (N/m ²)	K_{LM}	X_E (m)	X_M (m)	i (N)
3 cạnh	2,7	6.584,36	0,59	0,015903	0,174817	2139,40
4 cạnh	2,225	9.695,75	0,65	0,001381	0,139854	2488,49

Bảng 4: Kết quả so sánh khả năng chịu tải trọng nổ của tấm BTCT

θ	Khả năng chịu lực i (N)			Tỷ lệ so sánh (%)	
	Ngàm 2 cạnh (1)	Ngàm 3 cạnh (2)	Ngàm 4 cạnh (3)	(1) & (2)	(1) & (3)
4°	1579,85	2139,40	2488,49	+35%	+58%

chịu lực đơn vị trong giai đoạn đàn hồi và giai đoạn đàn - dẻo.

- x là khoảng cách từ gối tựa đến vị trí hình thành khớp dẻo, được xác định theo phương pháp đẩy dần [2].

- Chuyển vị tức thời cực đại [2]:
$$X_M = \frac{L \tan(\theta)}{2}$$

Kết quả xác định khả năng chịu lực của tấm BTCT liên kết 3 và 4 cạnh ngàm chịu tải trọng nổ thể hiện ở Bảng 3.

So sánh khả năng chịu lực của tấm BTCT chịu tải trọng nổ theo điều kiện liên kết được thể hiện ở Bảng 4.

4. Kết luận và kiến nghị

Từ kết quả trên có thể thấy, điều kiện liên kết ảnh hưởng đáng kể tới khả năng chịu tải trọng nổ của tấm BTCT. Khi thay đổi liên kết của tấm BTCT từ 2 cạnh ngàm đối xứng (tấm làm việc 1 phương) thành 3 và 4 cạnh ngàm (tấm làm việc 2

phương), khả năng chịu tải trọng nổ của tấm tăng lần lượt là 35% và 58%. Như vậy, khi thiết kế tấm BTCT chịu tải trọng nổ cần cân nhắc việc lựa chọn điều kiện liên kết phù hợp để đảm bảo an toàn và hiệu quả. Đồng thời đối với tiêu chuẩn thiết kế kết cấu BTCT của Việt Nam, cần có những chỉ dẫn cho việc thiết kế kết cấu chịu tải trọng nổ để hoàn thiện hơn./

Tài liệu tham khảo

1. *AICE, Guidelines for Evaluating Process Plant Building for External Explosions and Fires*, American Institute of Chemical Engineers, New York, 1996
2. *TM5-1300, Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions*, US Army Technical Manual, U.S. Department of the Army, 1991

Khảo sát điều kiện bền về ứng suất pháp...

(tiếp theo trang 29)

$$M_0 = \frac{\gamma_q q^c l_s^2}{8} = \frac{1.2 \times 80 \times 1.3^2}{8} = 20.28 (KNm) \quad (3-6)$$

$$M_{\max} = \frac{M_0}{1 + \alpha} = \frac{20.28}{1 + 0.834} = 11.058 (KNm) \quad (3-7)$$

Lực kéo H^u theo [2][5] cho bởi

$$H^u = \gamma_q \frac{\pi^2}{4} \left[\frac{\Delta}{l} \right]^2 E_1 t_s$$

$$= 1.2 \times \frac{3.14^2}{4} \times \frac{1}{120^2} \times 2.308 \times 10^8 \times 0.02 = 949 (KN) \quad (3-8)$$

Kiểm tra điều kiện bền theo ứng suất pháp theo (2-1)

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}^u}{W} + \frac{H^u}{A} = \frac{11.058 \times 6}{0.02^2} + \frac{949}{0.02}$$

$$= 2.133 \times 10^5 > 2.1 \times 10^5 (KN / m^2) \quad (3-9)$$

Như vậy, sàn đảm bảo điều kiện độ võng nhưng không đảm bảo điều kiện bền về ứng suất pháp. Do đó thấy rằng với $q^c = 80 (KN/m^2) > 71 (KN/m^2)$ như đã cho ở Bảng 2-1 thì không thể chọn sàn theo (2-8) được nữa, trường hợp ngược lại thì (2-8) sẽ có tác dụng đảm bảo cho sàn đạt yêu cầu cả về độ võng lẫn điều kiện bền về ứng suất pháp.

Kết luận

Mô men trong sàn không còn phân bố theo hàm đa thức bậc hai như trường hợp dầm đơn giản nữa mà phân bố theo quy luật phức tạp hơn. Khi q^c nhỏ hơn giá trị cho trong Bảng

2-1 thì có điều kiện độ võng xảy ra trước điều kiện bền về ứng suất pháp. Với tải trọng thông dụng trong thực tế thường có $q^c \leq 60 KN/m^2$, nhỏ hơn giá trị cho trong Bảng 2-1 thì điều kiện độ bền về ứng suất pháp luôn xảy ra trước điều kiện về độ võng, vì vậy khi thiết kế sàn có thể bỏ qua kiểm tra điều kiện về độ bền về ứng suất pháp.

Theo [5] thì sàn được thiết kế theo tỉ số l_s/t_s theo (2-8) để đảm bảo điều kiện độ võng chứ không phải xuất phát từ điều kiện bền về ứng suất pháp như đối với dầm là hợp lý với đa số phạm vi tải trọng. Tuy nhiên, với trường hợp tải trọng quá lớn vượt quá giá trị cho trong Bảng 2-1 thì cần phải thiết kế sàn theo điều kiện về độ bền về ứng suất pháp chứ không phải điều kiện về độ võng giống như trường hợp đối với dầm (vì điều kiện bền về ứng suất pháp xảy ra trước điều kiện về độ võng). Trong trường hợp này, công thức (2-8) không còn có tác dụng để đảm bảo sàn đạt cả điều kiện bền về ứng suất pháp và độ võng nữa và vì thế không áp dụng được nữa./

Tài liệu tham khảo

1. *TCVN 5575:2012, Kết cấu thép – Tiêu chuẩn thiết kế*. Nhà xuất bản Xây dựng, 2012.
2. *Phạm Văn Hội (chủ biên), Kết cấu thép - Cấu kiện cơ bản*. Nhà xuất bản Khoa học kỹ thuật, 2006
3. *S.P. Timoshenko, J.M. Gere. Ổn định đàn hồi*. Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật, 1976.
4. *S.P. Timoshenko, J.M. Gere. Lý thuyết tấm, vỏ*. Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật, 1976.
5. *Е. И. беленя. Металлические конструкции*. Москва, 1986.

Nghiên cứu tính toán bề rộng vết nứt trong kết cấu dầm bê tông cốt thép

Research on the crack width calculation in reinforced concrete beams

Lê Phước Lành

Tóm tắt

Bài báo trình bày kết quả thực nghiệm bề rộng vết nứt của dầm bê tông cốt thép chịu tác dụng của hai lực tập trung. Kết quả thí nghiệm được so sánh với các tiêu chuẩn thiết kế hiện nay như tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012, tiêu chuẩn châu Âu Eurocode 2:2004, tiêu chuẩn Hoa Kỳ ACI 318:2008 tại tải trọng giới hạn tính toán theo lý thuyết. Kết quả thí nghiệm bề rộng vết nứt cho thấy có sự khác biệt lớn với kết quả tính toán bề rộng vết nứt theo các tiêu chuẩn thiết kế nêu trên.

Từ khóa: Vết nứt, Dầm bê tông cốt thép, Ứng suất, Biến dạng

Abstract

This paper presents the experimental results of crack width in reinforced concrete beams. Experimental model of reinforced concrete beams subjected to two focus forces. Experimental results are compared with design standards such as Vietnamese standard TCVN 5574:2012, European standard Eurocode 2:2004 and US standard ACI 318:2008 at limit load in the theoretical calculation. Experimental results show that crack width has a difference with calculation results according to the design standards.

Keywords: Cracking, Reinforced concrete beams, Stress, Strain

ThS. Lê Phước Lành
Khoa XDĐD&CN
Trường Đại học Xây dựng
Email: lanhlp@nuce.edu.vn

1. Đặt vấn đề

Hiện nay, để dự báo tuổi thọ của công trình xây dựng, cần xây dựng được quy luật thay đổi của các tham số xác định tuổi thọ công trình. Các tham số xác định tuổi thọ công trình là các nguyên nhân chủ quan và khách quan gây ra sự suy giảm khả năng chịu lực của kết cấu. Đối với kết cấu bê tông cốt thép (BTCT), tuổi thọ của công trình được quyết định bởi nhiều yếu tố khác nhau, trong đó vết nứt trên kết cấu là yếu tố chính. Vết nứt 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.

Tính toán vết nứt trên kết cấu công trình BTCT nói chung và đối với kết cấu dầm BTCT nói riêng đã được trình bày trong một số tiêu chuẩn thiết kế hiện nay như tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012 [9], tiêu chuẩn Hoa Kỳ ACI 318:2008 [1], tiêu chuẩn châu Âu Eurocode 2:2004 [4]. Tuy nhiên, việc tính toán bề rộng vết nứt theo các tiêu chuẩn nêu trên không đồng nhất về các thông số ảnh hưởng đến sự phát triển và mở rộng bề rộng vết nứt. Vì vậy, nghiên cứu thực nghiệm bề rộng vết nứt của kết cấu dầm BTCT để kiểm chứng kết quả tính toán lý thuyết theo các tiêu chuẩn trên là quan trọng.

2. Nghiên cứu thực nghiệm

2.1. Mẫu thí nghiệm và vật liệu chế tạo mẫu

Mô hình thí nghiệm là dầm đơn giản chịu tác dụng của hai lực tập trung. Tiến hành chế tạo 02 mẫu dầm BTCT có cấu tạo chi tiết được trình bày trên Hình 1.

Trên Bảng 1 trình bày đặc trưng cơ học của vật liệu bê tông và vật liệu cốt thép. Bê tông có cấp độ bền B20 và cốt thép đạt mức thép CB 300-V.

Với đặc trưng cơ học của vật liệu và kích thước hình học của dầm BTCT thí nghiệm trên, sơ bộ xác định khả năng chịu lực của dầm theo chỉ dẫn trong tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012 [6] được giá trị $M_{gh} = 22,7 \times 10^6$ (N.mm).

2.2. Sơ đồ và tải trọng thí nghiệm

2.2.1. Sơ đồ thí nghiệm

Sơ đồ thí nghiệm là dầm đơn giản (Kê mẫu thí nghiệm lên 01 gối tựa cố định và 01 gối tựa di động), chịu tác dụng của 02 lực tập trung là P ($P_{tổng} = 2P$). Vị trí lực tác dụng cũng như vị trí gối tựa của dầm được thể hiện trên Hình vẽ 2 - 3.

2.2.2. Tải trọng thí nghiệm

Tải trọng giới hạn của dầm được xác định như sau:

$$P_{gh} = \frac{M_{gh}}{z} = \frac{22,7 \times 10^6}{10^3} = 22,7 \times 10^3 \text{ (N)}$$

Vậy tải trọng giới hạn tiêu chuẩn là

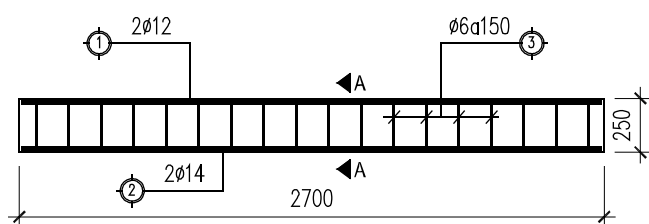
$$P^{t/c} = \frac{P_{gh}}{1,2} = \frac{22,7 \times 10^3}{1,2} = 18,9 \times 10^3 \text{ (N)}$$

Thí nghiệm gia tải các mẫu dầm BTCT đến trạng thái xuất hiện các dấu hiệu phá hủy. Lựa chọn $P_{tn} \approx 2P_{gh}$

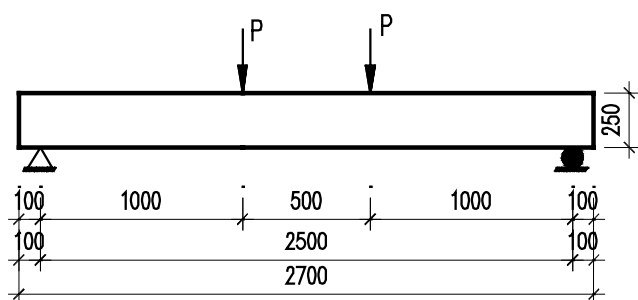
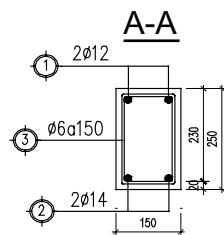
2.3. Bố trí dụng cụ đo và quy trình thí nghiệm

Bảng 1: Đặc trưng cơ học của vật liệu thép và bê tông

Mẫu thép Φ14				Cường độ chịu nén của bê tông R_{28} [MPa]
Giới hạn chảy σ_c [MPa]	Giới hạn bền σ_b [MPa]	Biến dạng dài tương đối ϵ [%]	Mức thép	
351	497	21,2	CB 300-V	27,9



Hình 1. Cầu tạo dầm BTCT thí nghiệm



Hình 2. Sơ đồ thí nghiệm dầm



Hình 3. Hình ảnh sơ đồ thí nghiệm dầm

Tiến hành bố trí các dụng cụ đo lực (Load cell), thiết bị đo nứt chuyên dụng KG-1 và KG-2 (Hình 5). Tất cả các dụng cụ trên được kết nối với máy TDS 530 ghi nhận số liệu, cho phép ghi nhận 1 giây lấy 1 lần số liệu (Hình 4). Sau đó, tiến hành gia tải lên dầm với tốc độ dịch chuyển của xy lanh là 1,2 mm/ phút đến khi xuất hiện các dấu hiệu phá hủy thì ngừng thí nghiệm.

3. Phân tích và đánh giá kết quả

3.1. Bề rộng vết nứt của các mẫu dầm thí nghiệm

Bề rộng vết nứt lớn nhất tại vị trí N1 (Hình 6) trên 02 mẫu dầm BTCT thí nghiệm đo được ở các cấp tải trọng được thể hiện trên Hình 7.

3.2. Tính toán bề rộng vết nứt của dầm BTCT theo các tiêu chuẩn

3.2.1. Tính toán bề rộng vết nứt của dầm theo tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012

Bề rộng vết nứt của dầm BTCT tính toán theo chỉ dẫn trong tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012 [6] được xác định theo công thức (1).

$$a_{crc} = \delta \varphi_f \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu)^{\frac{2}{3}} d \quad (1)$$

Trong đó: σ_s là ứng suất trong thanh cốt thép, xác định từ sơ đồ ứng suất tại tiết diện có vết nứt (Hình 8).

$$\mu = \frac{A_s}{bh_o}; \quad \sigma_s = \frac{M}{A_s z}; \quad z = \left[1 - \frac{\xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] h_o \quad (2)$$

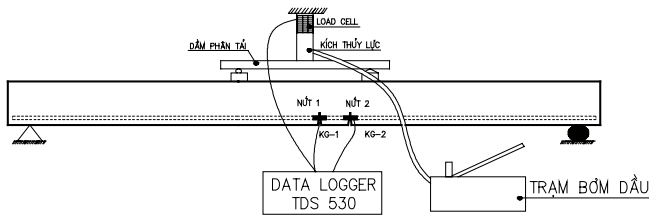
$$\varphi_f = \frac{A_s' \frac{\alpha}{2\nu}}{bh_o}; \quad \xi = \frac{x}{h_o} = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}} \quad (3)$$

$$\lambda = \varphi_f; \quad \delta = \frac{M}{bh_o^2 R_{b,ser}} \quad (4)$$

Trong đó: $\beta = 1,8$ đối với bê tông nặng; $\delta = 1$ đối với cấu kiện chịu uốn; $\varphi_1 = 1,0$ và $\nu = 0,45$ đối với tải trọng tác dụng ngắn hạn; $\eta = 1$ đối với cốt thép có gờ; d là đường kính của cốt thép; A_s' là diện tích của cốt thép chịu nén; $R_{b,ser}$ là ứng suất trong bê tông vùng nén khi tính theo TTGH thứ 2; E_s là

Bảng 2: So sánh bề rộng vết nứt

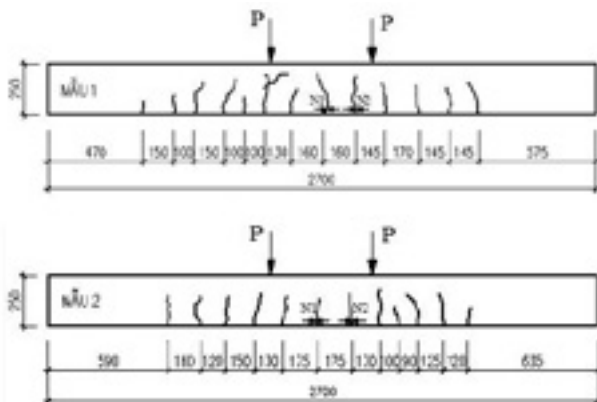
Dầm BTCT	Tiêu chuẩn tính toán	Bề rộng vết nứt của dầm BTCT tại tải trọng tiêu chuẩn $P = P^{lc}$ [mm]		Độ sai lệch giữa kết quả thực nghiệm và tính toán lý thuyết [%]
		Kết quả tính toán lý thuyết	Kết quả thực nghiệm	
D1	TCVN 5574:2012	0,190	0,215	11,6
	Eurocode 2:2004	0,208		3,3
	ACI 318:2008	0,194		9,8
D2	TCVN 5574:2012	0,190	0,218	12,8
	Eurocode 2:2004	0,208		4,6
	ACI 318:2008	0,194		11,0



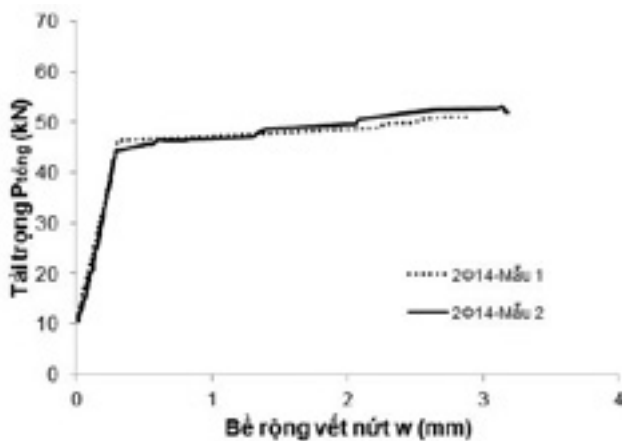
Hình 4. Bố trí dụng cụ đo



Hình 5. Đo bề rộng vết nứt



Hình 6. Bản đồ vết nứt của hai dầm



Hình 7: Quan hệ giữa tải trọng và bề rộng vết nứt của dầm

mô đun đàn hồi của cốt thép.

Bê tông có cấp độ bền B20 theo tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012 [6] có $R_{b,ser} = 15 \text{ MPa}$; $E_s = 21 \times 10^4 \text{ MPa}$.

3.2.2. Tính toán bề rộng vết nứt của dầm theo tiêu chuẩn châu Âu Eurocode 2:2004

Bề rộng vết nứt của dầm BTCT tính toán theo chỉ dẫn trong tiêu chuẩn Châu Âu Eurocode 2:2004 [3] được xác định theo công thức 5.

$$W_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (5)$$

Trong đó:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (6)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}; \quad \rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{e,eff}}; \quad f_{ct,eff} = f_{ct,m};$$

$$A_{e,eff} = \left\{ b \times \min \left[2,5(h-d), \frac{h-x}{3}, \frac{h}{2} \right] \right\} - A_s \quad (7)$$

$k_t = 0,6$; x là chiều cao vùng nén, được xác định nhờ quy đổi diện tích cốt thép bằng diện tích bê tông tương đương (Hình 9) và xác định bằng công thức 8.

$$x = \frac{-\alpha_e A_s + \sqrt{(\alpha_e A_s)^2 + 2b\alpha_e A_s d}}{b} \quad (8)$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \left(d - \frac{x}{3} \right)} \quad (9)$$

Khoảng cách lớn nhất giữa các vết nứt:

$$S_{r,max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \phi}{\rho_{p,eff}} \quad (10)$$

Với: $k_3 = 3,4$; $k_4 = 0,425$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $\phi = 14$; f_{ck} là cường độ chịu nén đặc trưng của mẫu trụ; f_{cm} là giá trị trung bình cường độ chịu nén của mẫu trụ; $f_{ct,m}$ là giá trị trung bình cường độ chịu kéo bê tông; $f_{ct,k}$ là cường độ chịu kéo đặc trưng của bê tông.

Bê tông có cấp độ bền B20 theo tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012 [6] tương đương cấp độ bền C16/20 có các đặc trưng sau:

$f_{ck} = 16 \text{ MPa}$; $f_{cm} = 24 \text{ MPa}$; $f_{ct,m} = 1,9 \text{ MPa}$; $f_{ct,k} = 1,3 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 29 \times 10^3 \text{ MPa}$.

Thép CB 300 - V tương đương nhóm thép S220 theo tiêu chuẩn EN 10080 [4] có $f_{yk} = 220 \text{ MPa}$; $E_s = 20 \times 10^4 \text{ MPa}$.

3.2.3. Tính bề rộng vết nứt theo tiêu chuẩn Hoa Kỳ ACI 318:2008

Bề rộng vết nứt của dầm tính theo tiêu chuẩn Hoa Kỳ ACI 318:2008 [1] được tính toán theo công thức Gergely – Lux (Công thức (11)).

$$w = 1,3 \cdot 10^{-6} f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (11)$$

Trong đó:

w là bề rộng tính toán vết nứt, cm; f_s là ứng suất trong cốt thép, kg/cm².

d_c là chiều dày lớp bê tông bảo vệ, đo từ mặt dầm chịu kéo đến trọng tâm cốt thép nằm sát với mặt đó, cm; A là diện tích phần bê tông bao quanh 1 thanh thép, cm².

Để xác định ứng suất tại vị trí vết nứt, giả thiết các vết nứt mở rộng đến trục trung hòa và tiết diện vẫn phẳng. Tiết diện có vết nứt quy đổi được thể hiện trên Hình 10.

$$f_s = \frac{M}{A_s j d} ; j = 1 - \frac{k}{3} \quad (12)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} ; k = \sqrt{(\rho n)^2 + 2 \rho n} - \rho n \quad (13)$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} ; A = \frac{2 d_c b}{2} \quad (14)$$

Bê tông có cấp độ bền B20 quy đổi ra theo tiêu chuẩn Hoa Kỳ ACI 318:2008 [1] như sau:

$$f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2;$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2.$$

Cốt thép CB 300-V tương đương với cốt thép có mác thép Grade 40 theo tiêu chuẩn ASTM A615 [2] có giới hạn chảy $f_y = 280 \text{ kg/cm}^2$; $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

Trên Bảng 2, trình bày kết quả tính toán bề rộng vết nứt bằng thực nghiệm và lý thuyết theo các tiêu chuẩn trên tại tải trọng tiêu chuẩn $P = P^c = 18,9 \text{ kN}$.

4. Kết luận và kiến nghị

Bài viết đã giới thiệu cách tính toán bề rộng vết nứt của cấu kiện dầm BTCT chịu tác dụng của hai lực tập trung theo 03 tiêu chuẩn thiết kế hiện nay là tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012 [6], tiêu chuẩn châu Âu Eurocode 2:2004 [3], tiêu chuẩn Hoa Kỳ ACI 318:2008 [1]. Kết quả tính toán lý thuyết được kiểm chứng thông qua kết quả thực nghiệm và thu được các kết quả như sau:

Công thức tính toán bề rộng vết nứt theo các tiêu chuẩn nêu trên có sự khác nhau:

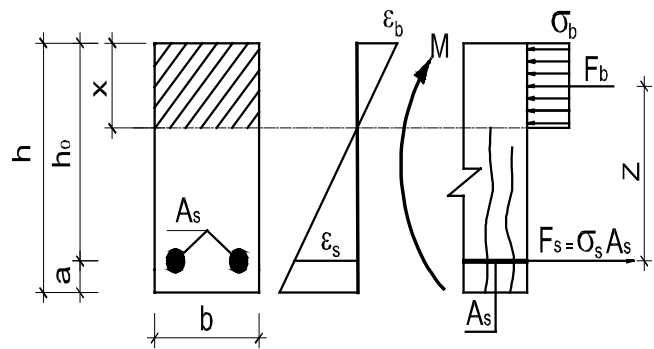
+ Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012 [6] bề rộng vết nứt phụ thuộc nhiều vào đường kính cốt thép và ứng suất trong cốt thép tại vị trí vết nứt. Đặc biệt, có kể đến cốt thép nằm trong vùng nén của bê tông.

+ Tiêu chuẩn châu Âu Eurocode 2:2004 [3] bề rộng vết nứt phụ thuộc nhiều vào sự chênh lệch biến dạng giữa cốt thép và bê tông, đường kính và chiều dày lớp bê tông bảo vệ.

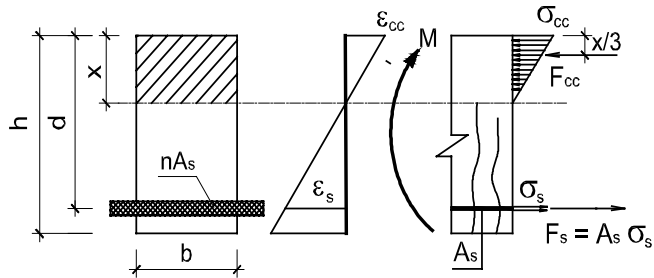
+ Tiêu chuẩn Hoa Kỳ ACI 318:2008 [1] bề rộng vết nứt phụ thuộc nhiều vào ứng suất trong cốt thép và chiều dày lớp bê tông bảo vệ.

Như vậy, công thức tính toán bề rộng vết nứt theo tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012 [6] chưa đề cập đến ảnh hưởng của chiều dày lớp bê tông bảo vệ, mặc dù giới hạn bề rộng vết nứt theo tiêu chuẩn Việt Nam chủ yếu tập trung vào ăn mòn cốt thép. Bởi vì, chiều dày lớp bê tông bảo vệ là một tham số ảnh hưởng đến sự ăn mòn cốt thép trong bê tông.

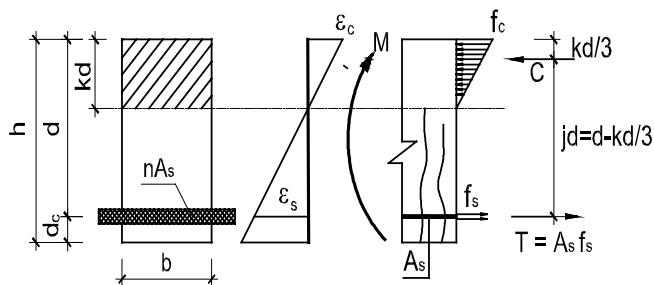
Các kết quả tính toán theo lý thuyết đều nhỏ hơn so với kết quả thực nghiệm. Do vậy, các công thức tính toán lý thuyết chưa đề cập đầy đủ các tham số do ảnh hưởng của



Hình 8. Sơ đồ ứng suất tại tiết diện có vết nứt



Hình 9. Tiết diện có vết nứt quy đổi



Hình 10. Tiết diện có vết nứt quy đổi

các yếu tố hình học, cấu tạo và tải trọng đến bề rộng vết nứt.

Tính toán bề rộng vết nứt theo ba tiêu chuẩn nêu trên, thì tính theo tiêu chuẩn châu Âu Eurocode 2:2004 [3] có kết quả sát với thực nghiệm nhất với sự sai số nhỏ hơn 5%. Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012 [6] cho kết quả sai số lớn nhất với sự sai số nhỏ hơn 15% khi cùng lấy các đặc trưng cơ học của vật liệu theo lý thuyết đưa vào thiết kế thực tế.

Tài liệu tham khảo

1. ACI 318, Building code requirements for structural concrete, 2008.
2. ASTM, Standard specification for deformed and plain carbon - Steel bars for concrete Reinforcement.
3. Eurocode 2, Design of concrete Structure - Part 1: General Rules and Rules for Buildings; The European Standard EN 1992 - 1-1, 2004.
4. EN 10080, Steel for the reinforcement of concrete-Weldable reinforcing steel-General, 2005.
5. TCVN 3118, Bê tông nặng - Phương pháp xác định cường độ nén, 1993.
6. TCVN 5574, Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế, 2012.
7. TCVN 1651, Thép cốt bê tông, 2008.

Lựa chọn vật liệu chống cháy cho kết cấu thép

Design considerations for fire protection materials for steel structures

Chu Thị Bình

Tóm tắt

Kết cấu thép có nhược điểm là khả năng chịu cháy kém nên cần bọc các lớp chống cháy để đảm bảo điều kiện an toàn cháy. Bài báo này trình bày cách lựa chọn vật liệu bọc chống cháy cho kết cấu thép như sơn chống cháy, vữa chống cháy, tấm thạch cao cách nhiệt hoặc bọc bằng bê tông để đảm bảo giới hạn chịu lửa yêu cầu.

Từ khóa: Chống cháy, Giới hạn chịu lửa, Kết cấu thép

Abstract

Steel structures have low fire resistance so they need to be covered by fire resistance coatings. This paper represents the method to choose the fire resistance coating layers made of intumescent paint, spray applied fireproofing, insulating board systems or concrete encasement for steel structures to ensure fire safety.

Keywords: Fire safety, Fire resistance, Steel structures

TS. Chu Thị Bình

Khoa Xây dựng,

Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Email: chuthibinh.hau@gmail.com

1. Giới thiệu

Kết cấu thép với nhiều ưu điểm về khả năng chịu lực nên được ứng dụng rộng rãi trong các công trình xây dựng. Tuy nhiên, kết cấu thép có nhược điểm là khả năng chịu cháy kém. Nếu không được bọc chống cháy, chỉ sau khoảng 15 phút chịu cháy, nhiệt độ trong kết cấu lên tới 550°C, kết cấu thép gần như bị mất khả năng chịu lực. Do đó để đảm bảo điều kiện an toàn cháy, kết cấu thép phải được bao bọc bằng vật liệu chống cháy. Có các biện pháp chống cháy kết cấu thép như: sơn bằng sơn chống cháy, phun vữa chống cháy lên bề mặt, bọc kết cấu thép bằng tấm thạch cao cách nhiệt hoặc bê tông, ... Câu hỏi đặt ra là lựa chọn các lớp chống cháy như thế nào. Hiện nay Việt Nam chưa có chỉ dẫn thiết kế kết cấu trong điều kiện cháy mà chỉ có các quy định cơ bản về phòng cháy và chống cháy cho kết cấu công trình như tài liệu [1,2,3]. Bài báo trình bày cách lựa chọn vật liệu chống cháy cho kết cấu thép đảm bảo điều kiện an toàn cháy theo quy định trong quy chuẩn và tiêu chuẩn Việt Nam. Do tiêu chuẩn Việt Nam chưa có đầy đủ các bảng tra và hướng dẫn tính toán nên các bảng tra và nguyên tắc tính toán theo tiêu chuẩn châu Âu sẽ được giới thiệu trong bài báo này.

2. Các bước thiết kế kết cấu thép đảm bảo điều kiện an toàn cháy theo quy chuẩn và tiêu chuẩn Việt Nam

Hiện nay, Việt Nam có các tài liệu liên quan đến thiết kế kết cấu theo điều kiện an toàn cháy như sau: QCVN 03:2012/BXD Quy chuẩn kỹ thuật Quốc gia Nguyên tắc phân loại, phân cấp công trình dân dụng, công nghiệp và hạ tầng kỹ thuật đô thị [1]; QCVN 06:2010/BXD Quy chuẩn kỹ thuật Quốc gia về an toàn cháy cho nhà và công trình [2]; TCVN 2622:1995 Phòng cháy, chống cháy cho nhà và công trình - Yêu cầu thiết kế [3].

Dựa vào nội dung các tài liệu nêu trên, nghiên cứu [4] đã chỉ ra rằng các công trình được thiết kế cần tuân theo các quy chuẩn, tiêu chuẩn thiết kế ở điều kiện nhiệt độ thường, đồng thời cần tuân theo yêu cầu an toàn cháy như các bước thiết kế kể dưới đây:

Bước 1: Xác định “bậc chịu lửa yêu cầu” của công trình theo các quy định trong quy chuẩn xây dựng QCVN 03:2012/BXD và QCVN 06:2010/BXD dựa vào niên hạn sử dụng công trình, dạng nhà, chức năng, diện tích, chiều cao. Có các bậc chịu lửa I, II, III, IV và V. Yêu cầu cao nhất là bậc I. Ví dụ công trình bán hàng (bán hóa, siêu thị) 3 tầng có niên hạn sử dụng từ 20 năm đến dưới 50 năm thì bậc chịu lửa yêu cầu là bậc III [1,3].

Bước 2: Xác định “giới hạn chịu lửa yêu cầu” của các bộ phận kết cấu dựa vào bậc chịu lửa của công trình đã xác định ở bước 1. Mỗi quan hệ giữa “bậc chịu lửa yêu cầu của công trình” và “giới hạn chịu lửa yêu cầu của các bộ phận kết cấu” được cho trong các bảng trong [1,2,3]. Ví dụ công trình có bậc chịu lửa yêu cầu là bậc III thì các bộ phận chịu lực của nhà có giới hạn chịu lửa yêu cầu là R90 [2]. Khái niệm “Giới hạn chịu lửa” của cấu kiện xây dựng được xác định bằng khoảng thời gian (tính bằng phút) kể từ khi bắt đầu thử trong điều kiện cháy theo chế độ nhiệt tiêu chuẩn cho đến khi xuất hiện một hoặc một số dấu hiệu nối tiếp nhau của các trạng thái giới hạn cho được quy định đối với cấu kiện đã cho như sau: mất khả năng chịu lực (khả năng chịu lực được ký hiệu bằng chữ R - Mechanical Resistance); mất tính toàn vẹn (tính toàn vẹn được ký hiệu bằng chữ E - Integrity); mất khả năng cách nhiệt (khả năng cách nhiệt được ký hiệu bằng chữ I - Insulation). Đối với cấu kiện kết cấu chịu lực, các quy chuẩn và tiêu chuẩn chỉ quy định giới hạn chịu lửa R. Thường có các giới hạn chịu lửa yêu cầu R30, R60, R90, ..., R240.

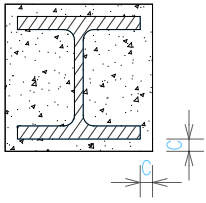
Bước 3: Xác định “giới hạn chịu lửa” của các bộ phận kết cấu bằng thí nghiệm hoặc tính toán. Cần thiết kế sao cho các cấu kiện có giới hạn chịu lửa không nhỏ hơn giới hạn chịu lửa yêu cầu đã xác định ở bước 2. Việt Nam chưa có tiêu chuẩn tính toán mà chỉ có các bảng tra giới hạn chịu lửa danh nghĩa của một số cấu kiện kết cấu. Ví dụ dầm thép phun bọc bằng vermiculite-xi măng dày 32mm có giới hạn chịu lửa R90 (phụ lục F- QCVN 06:2010/BXD).

Phần sau trình bày các phương pháp bọc chống cháy cho kết cấu thép và cách lựa chọn vật liệu bọc để đảm bảo giới hạn chịu lửa (bước 3 nêu trên) cho cấu kiện kết cấu thép.

Bảng 1. Quy định về chiều dày lớp bê tông bảo vệ dầm thép theo tiêu chuẩn Việt Nam (trích phụ lục F, QCVN 06-2010)

TT	Kết cấu và vật liệu bọc bảo vệ	Chiều dày nhỏ nhất (mm) của lớp bảo vệ để đảm bảo giới hạn chịu lửa					
		R 240	R 180	R 120	R 90	R 60	R 30
1	Bê tông cốt liệu tự nhiên có cấp phối không ít xi măng hơn 1 : 2 : 4						
	a) Bê tông không tham gia chịu lực, có cốt thép(b) b) Bê tông có tham gia chịu lực có cốt thép	75 75	50 75	25 50	25 50	25 50	25 50
2	Phun bọc bằng vermiculite – xi măng với chiều dày bằng:	-	-	38	32	19	12,5

Bảng 2. Quy định về chiều dày lớp bê tông bảo vệ kết cấu thép theo tiêu chuẩn châu Âu (trích mục 4.2 tiêu chuẩn châu Âu [7])

Bê tông chống cháy 	Cấp chịu lửa tiêu chuẩn				
	R30	R60	R90	R120	R180
Lớp bê tông bảo vệ c (mm)	0	25	30	40	50

3. Các phương pháp bọc chống cháy cho kết cấu thép và cách lựa chọn chiều dày vật liệu bọc

Hiện nay, có nhiều công nghệ chống cháy cho kết cấu thép như sử dụng vật liệu bao che, sử dụng sơn và sử dụng lớp vật liệu hi sinh bên ngoài để khi xảy ra cháy thì lớp đó bị cháy trước bảo vệ cho kết cấu bên trong. Trong phạm vi bài báo này các phương pháp chống cháy sau được đề cập:

- + Sử dụng bê tông bọc (Concrete Encasement);
- + Sử dụng tấm chống cháy chuyên dụng (Insulating Board Systems);
- + Sử dụng vữa chống cháy (Spray Applied Fireproofing);
- + Sử dụng các loại sơn chống cháy (Intumescent Paints).

3.1. Sử dụng bê tông bọc

Bê tông là một loại vật liệu cách nhiệt tốt do đó lớp bê tông bao phủ sẽ làm gián đoạn sự truyền nhiệt lên các phần kết cấu bên trong. Tăng chiều dày lớp bê tông sẽ tăng khả năng chống cháy cho kết cấu thép.

QCVN 06:2010 và TCVN 2622:1995 có bảng tra chiều dày tối thiểu của lớp bê tông bọc để đảm bảo giới hạn chịu lửa yêu cầu. Ví dụ với dầm thép yêu cầu giới hạn chịu lửa từ R30 đến R90 nếu bọc bê tông không tham gia chịu lực có cốt thép thì chiều dày lớp bê tông bảo vệ yêu cầu (a) không nhỏ hơn 25mm; với bê tông có tham gia chịu lực có cốt thép thì yêu cầu a không nhỏ hơn 50mm (Bảng 1).

Theo tiêu chuẩn châu Âu [7] khi bê tông chỉ đóng vai trò chống cháy, lớp bê tông bảo vệ tối thiểu cho tiết diện cột hoặc dầm thép chỉ phụ thuộc vào cấp chịu lửa yêu cầu và được cho trong bảng 2. Có thể tính bê tông cùng chịu lực thành kết cấu liên hợp thép bê tông và quy định kích thước tối thiểu của tiết diện để đảm bảo yêu cầu chống cháy (xem mục 4.2 của tiêu chuẩn [7]). So sánh bảng 1 và bảng 2 thấy tiêu chuẩn châu Âu và tiêu chuẩn Việt Nam yêu cầu chiều dày lớp bê tông bảo vệ không giống nhau.

3.2. Sử dụng vữa chống cháy

Các loại vữa chống cháy có yêu cầu chung là độ dẫn nhiệt thấp.

Trong hệ thống quy chuẩn Việt nam chỉ có bảng tra cho dầm thép bọc bằng vermiculite – xi măng, ngoài ra không có bảng tra cho loại vữa nào khác.

Tiêu chuẩn châu Âu [6] có công thức tính nhiệt độ của kết cấu thép có bọc vật liệu chống cháy trong đó có vữa chống cháy. Đầu vào là thời gian cháy, tiết diện thép, chiều dày lớp bọc, khối lượng riêng của vữa bọc và hệ số dẫn nhiệt của vữa. Đầu ra là nhiệt độ trong kết cấu thép (coi như đều trên toàn tiết diện). Kết cấu thép được coi là vẫn đảm bảo khả năng chịu tải khi nhiệt độ trong kết cấu không vượt quá nhiệt độ giới hạn (550°C với cột tiếp xúc lửa cả 4 mặt, 620°C với dầm tiếp xúc lửa ở 3 mặt). Sự tăng nhiệt độ trong cấu kiện sau một khoảng thời gian cháy được xác định bởi công thức:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p A_p}{d_p c_a \rho_a} \cdot \frac{(\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{(1 + \frac{\phi}{3})} \cdot \Delta t - (e^{\frac{\phi}{10}} - 1) \Delta\theta_{g,t}$$

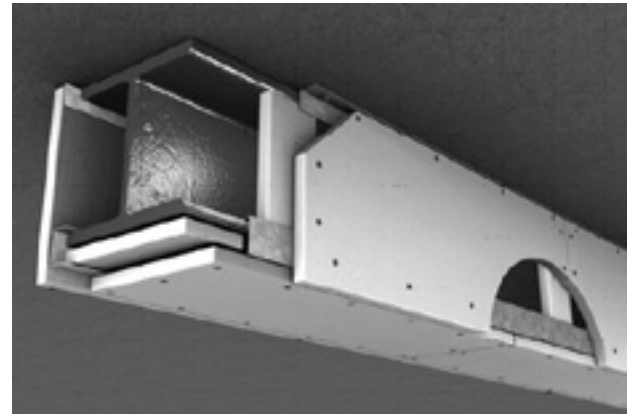
$$\phi = \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} \cdot \frac{d_p A_p}{V}$$
(1)

Trong đó:

- A_p/v : Hệ số tiết diện của cấu kiện có lớp cách nhiệt
- c_a : Nhiệt dung riêng của thép, thay đổi theo nhiệt độ
- c_p : Nhiệt dung riêng của vật liệu cách nhiệt, không phụ thuộc vào nhiệt độ
- d_p : Chiều dày lớp vật liệu cách nhiệt
- Δt : Bước thời gian tính cấu kiện chịu cháy (s), giá trị của không lớn hơn 30s



Hình 1. Dầm thép được phun vữa chống cháy.



Hình 2. Dầm thép được bọc tấm chống cháy.

Bảng 3. Bảng tra vật liệu chống cháy cho dầm thép ba mặt tiếp xúc lửa có giới hạn chịu lửa R60, nhiệt độ giới hạn 62°C

A/V	Vữa phun		Bê tông	Tấm chống cháy	
	γ (kg/m ³)	d (mm)	d (mm)	λ (W/mK)	d (mm)
80	310	12.0	25	0.120	12
	360	10.5		0.183	12
	390	10.0		0.191	15
	732	8.0		0.200	20
90	310	17.0	25	0.120	12
	360	14.5		0.183	15
	390	14.0		0.191	15
	732	12.0		0.200	20
200	310	17.0	25	0.120	12
	360	14.5		0.183	15
	390	14.0		0.191	15
	732	12.0		0.200	20



Hình 3. Cột thép sơn chống cháy sau khi chịu nhiệt độ cao [8]

θ_t : Nhiệt độ trong kết cấu tại thời điểm cháy tính toán

θ_{gt} : Nhiệt độ buồng cháy tại thời điểm cháy tính toán, xác định theo đám cháy tiêu chuẩn ISO 384

$\Delta\theta_{gt}$: Sự tăng nhiệt độ trong buồng cháy sau khoảng thời gian

ρ_a : Khối lượng riêng của thép

ρ_p : Khối lượng riêng của vật liệu cách nhiệt

λ_p : Độ dẫn nhiệt của vật liệu cách nhiệt

3.3. Sử dụng tấm chống cháy chuyên dụng

Tấm chống cháy chuyên dụng là loại tấm được làm từ canxi silicat, tấm thạch cao hoặc tấm ép sợi khoáng với nhựa (hoặc thạch cao), có thể có cốt liệu nhẹ và khoáng (Hình 2). Tấm chống cháy được đặt lên khung kim loại (hoặc gỗ) sau đó gắn trực tiếp lên kết cấu thép. Phụ lục F, QCVN 06:2010 có bảng tra một số loại tấm, chiều dày tấm và lớp trát bên ngoài để đảm bảo giới hạn chịu lửa yêu cầu.

Tiêu chuẩn châu Âu [6] dùng công thức tính nhiệt độ của kết cấu thép có bọc tấm chống cháy chuyên dụng giống như sử dụng phun vữa chống cháy (công thức (1) mục 3.2) nhưng hệ số tiết diện tính theo diện tích của mặt tấm bọc. Chi tiết xem tiêu chuẩn [6].

3.4. Sử dụng sơn chống cháy

Các loại sơn chống cháy thường là sơn trương phồng.

Màng sơn sẽ phồng nở khi gặp nhiệt độ cao bảo vệ cách nhiệt cho kết cấu thép bên trong lớp sơn (Hình 3). Trong các thí nghiệm, sơn có thể trương phồng tới chiều dày gấp 15 đến 30 lần chiều dày ban đầu. Do chiều dày và các hệ số dẫn nhiệt của sơn thay đổi theo nhiệt độ nên rất khó có thể tính toán chiều dày lớp sơn cần thiết. Thường các công ty sản xuất sơn dựa vào thí nghiệm để đưa ra bảng chỉ dẫn chiều dày lớp sơn để đạt giới hạn chịu lửa yêu cầu. Trong hệ thống quy chuẩn Việt Nam không có bảng tra cho sơn chống cháy. Tiêu chuẩn châu Âu cũng không có công thức tính toán với loại vật liệu sơn chống cháy, chỉ có các bảng tra của các nhà cung cấp sơn hoặc tài liệu Bảng tra vật liệu chống cháy cho kết cấu thép [9] do hiệp hội chống cháy Vương quốc Anh xuất bản.

4. Đề xuất bảng tra thực hành chọn vật liệu chống cháy cho cấu kiện kết cấu thép

Công thức (1) ở mục 3.2 cho thấy độ dẫn nhiệt, khối lượng riêng và chiều dày lớp vật liệu bảo vệ là thông số quyết định đến giới hạn chịu lửa của cấu kiện. Riêng sơn trương phồng không có công thức tính toán vì mỗi loại sơn cụ thể có sự tăng chiều dày theo nhiệt độ khác nhau nên khả năng cách nhiệt rất khác nhau.

(xem tiếp trang 44)

Hệ số khuếch đại mô men B_2 trong cấu kiện thép chịu nén uốn theo tiêu chuẩn AISC

Momen amplification factor B_2 in the compression and bending steel member according to AISC standard

Vũ Quang Duẩn

Tóm tắt

Bài báo trình bày cơ sở lý thuyết xác định hệ số khuếch đại mô men B_2 khi tính toán cấu kiện thép chịu nén uốn theo tiêu chuẩn AISC. Hệ số này được minh họa bằng một ví dụ tính toán để rút ra các nhận xét.

Từ khóa: Hệ số khuếch đại mô men, AISC, uốn, nén

Abstract

This paper presents the theoretical basis for determining the moment amplification factor B_2 when calculating the compression and bending steel member according to AISC specifications. This factor is illustrated by a calculated example to derive the comments.

Keywords: Momen amplification factor, AISC, bending, compression

ThS. Vũ Quang Duẩn

Khoa Xây dựng,

Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Email: vqduan@gmail.com

1. Đặt vấn đề

Trong cấu kiện thép chịu nén uốn, mô men uốn bậc hai có giá trị lớn hơn so với mô men ngoại lực đặt vào hai đầu cấu kiện. Hiện tượng tăng mô men khi chuyển vị ngang hai đầu cấu kiện không đổi gọi là hiệu ứng $P - \delta$ và khi xét đến chuyển vị ngang hai đầu cấu kiện gọi là hiệu ứng $P - \Delta$. Tiêu chuẩn AISC xét đến hiện tượng tăng mô men do hiệu ứng $P - \delta$ bằng hệ số khuếch đại mô men B_1 và do hiệu ứng $P - \Delta$ bằng hệ số khuếch đại mô men B_2 . Hệ số B_1 đã được trình bày trong [1]. Trong bài báo này trình bày cơ sở lý thuyết xác định hệ số khuếch đại mô men B_2 .

2. Cơ sở lý thuyết

Dưới tác dụng của tải trọng ngang, một khung giằng sẽ chống lại tải ngang bằng hệ giằng và chuyển vị ngang sẽ có giá trị nhỏ. Do đó mô men uốn bậc hai do chuyển vị ngang Δ (hiệu ứng $P - \Delta$) có thể bỏ qua. Tuy nhiên, khung không giằng phải dựa vào khả năng chịu uốn của cột và dầm để khống chế chuyển vị ngang. Do đó, đối với khung không giằng, cần xét đến hiện tượng tăng mô men bậc hai do chuyển vị ngang lớn. Khung không giằng cần thiết kế đáp ứng các yêu cầu sau:

(1) Đủ khả năng để chịu tải đứng, bỏ qua hiệu ứng ngang trừ một số trường hợp hiếm gặp như tải không cân bằng hoặc sơ đồ kết cấu không đối xứng;

(2) Đủ khả năng chịu tải trọng ngang (như tải gió và tải động đất). Mô men do tải ngang gây ra sẽ bao gồm mô men bậc nhất do phân tích đàn hồi cộng với mô men bậc hai do hiệu ứng $P - \Delta$ gây ra;

(3) Đủ độ cứng ngang để đảm bảo chuyển vị tương đối giữa các tầng và toàn bộ khung nằm trong giới hạn cho phép.

Theo hình 1 phương trình cân bằng do hiệu ứng bậc nhất:

$$M_{lt1} + M_{lt2} = H_u L_s \quad (1)$$

Chuyển vị ngang bậc nhất Δ_{1u} do tổng tải trọng đứng ΣP_u gây ra. Mô men do tải đứng $H_u L_s$ sẽ tăng thêm một lượng $\Sigma P_u \Delta_{1u}$. Khi đó tổng mô men sẽ là $H_u L_s + \Sigma P_u \Delta_{1u}$, chuyển vị ngang tương đối sẽ tăng một lượng Δ_{2u} khi kết cấu đạt đến trạng thái cân bằng ứng với vị trí cuối cùng, như trên hình 1b.

Phương trình cân bằng mô men cuối cùng (bao gồm hiệu ứng $P - \Delta$) sẽ là:

$$B_2 (M_{lt1} + M_{lt2}) = H_u L_s + \Sigma P_u \Delta_{2u} \quad (2)$$

trong đó B_2 là hệ số khuếch đại mô men và M_{lt1} , M_{lt2} là mô men bậc nhất.

Thay công thức (1) vào công thức (2) ta có:

$$B_2 = \frac{H_u L_s + \Sigma P_u \Delta_{2u}}{H_u L_s} \quad (3)$$

Từ hình 1 và dùng hệ số tỷ lệ η , đặt

$$\Delta_{1u} = \eta H_u \quad (4)$$

Tải ngang khuếch đại tương đương trong hình 1b sẽ là tổng mô men chia cho L_s , xác định theo công thức:

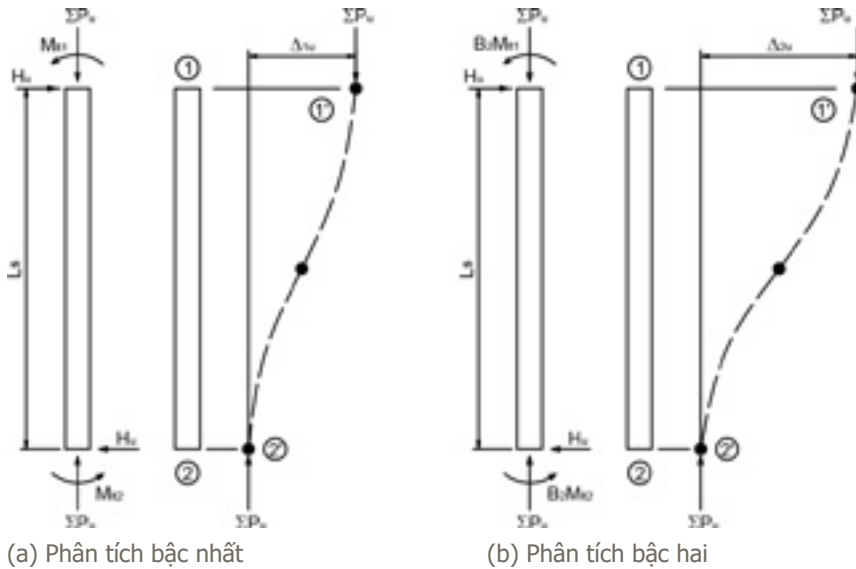
$$\text{Tải ngang tương đương} = H_u + \frac{\Sigma P_u \Delta_{2u}}{L_s} \quad (5)$$

Khi đó:

$$\Delta_{2u} = \eta (\text{tải ngang tương đương}) = \eta \left(H_u + \frac{\Sigma P_u \Delta_{2u}}{L_s} \right) \quad (6)$$

Thay bằng $\Delta_{1u} = \eta H_u$:

$$D_{2u} = D_{1u} + \frac{D_{1u} \Sigma P_u \Delta_{2u}}{H_u L_s} \quad (7)$$



(a) Phân tích bậc nhất

(b) Phân tích bậc hai

Hình 1. Lực tác dụng lên cột trong một tầng của nhà khung nhiều tầng

Từ đó tìm được Δ_{2u} :

$$D_{2u} = \frac{D_{1u}}{1 - \Sigma P_u \frac{\Delta_{1u}}{H_u L_s}}$$

Thay công thức (8) vào công thức (3) ta có:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \Sigma P_u \frac{\Delta_{1u}}{H_u L_s}}$$

(8)

(9)

Chú ý rằng H_u trong công thức (9) là tổng tải ngang tác dụng lên tầng. Khi phân tích bậc nhất là đàn hồi, chuyển vị Δ_{1u} và lực H_u là do tải tính toán gây ra, tỉ số Δ_{1u}/H_u do tải tính toán gây ra và Δ_1/H do tải tiêu chuẩn gây ra là như nhau.

Nếu dùng phương pháp khuếch đại mô men thì tổng mô men xác định theo công thức:

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (10)$$

Trong đó yêu cầu hai phân tích đàn hồi bậc nhất: phân tích tác dụng của tải đứng để có mô men M_{nt} và hệ số khuếch đại tương ứng B_1 và phân tích tác dụng của tải ngang để có mô men M_{lt} và hệ số khuếch đại tương ứng B_2 . Hệ số B_1 đã được trình bày trong [1].

Hệ số khuếch đại B_2 được trình bày trong [3] là:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\Sigma P_e}} \quad (11)$$

hoặc:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \Sigma P_u \frac{\Delta_{0h}}{\Sigma H L}} \quad (12)$$

Trong đó: ΣP_u là tổng tải trọng đứng tính toán trong tầng có chuyển vị ngang;

Δ_{0h} là chuyển vị ngang của tầng đang xét dưới tác dụng của tải đứng tính toán khi có cả tải trọng ngang tính toán hoặc dưới tác dụng của tải đứng tiêu chuẩn khi có cả tải trọng ngang tiêu chuẩn;

ΣH là tổng tải trọng ngang trong tầng gây ra ;

L là chiều cao tầng;

P_e là lực nén tới hạn O'le.

3. Ví dụ minh họa

Kiểm tra khả năng chịu lực của cột tiết diện W14x145 trong khung một nhịp nhiều tầng như trên hình vẽ. P là tổng tải trọng tác dụng vào cột, w là tải phân bố đều trên dầm và H là tổng tải gió tác dụng vào mức tầng. Vật liệu là thép A36, dùng phương pháp thiết kế hệ số tải trọng và cường độ.

Tính toán:

a) Xác định tải tính toán theo hai tổ hợp sau

Tổ hợp 1: Tĩnh tải và hoạt tải

$$P_u = 1,2 \cdot 1023 + 1,6 \cdot 409 = 1882 \text{ KN}$$

$$W_u = 1,2 \cdot 7,3 + 1,6 \cdot 21,9 = 43,8 \text{ KN/m}$$

Tổ hợp 2: Tĩnh tải, hoạt tải và tải gió

$$P_u = 1,2 \cdot 1023 + 0,5 \cdot 409 = 1432 \text{ KN}$$

$$W_u = 1,2 \cdot 7,3 + 0,5 \cdot 21,9 = 19,7 \text{ KN/m}$$

b) Phân tích đàn hồi bậc nhất. Mô men tính toán được xác định theo phương pháp khuếch đại mô men. Tổ hợp 1 gây ra mô men có biểu đồ như hình 3.a, tổ hợp 2 gây ra mô men có biểu đồ như hình 3.c và 3.d.

c) Khả năng chịu lực của cột. Hệ số chiều dài tính toán K_x trong mặt phẳng khung được xác định theo hình 6.9.4 tài liệu [2] như sau:

$$G_{\text{tren}} = \frac{(\sum I/L)_{\text{cot}}}{(\sum I/L)_{\text{dam}}} = \frac{2(I/4)}{1,4I/8,5} = 3,08$$

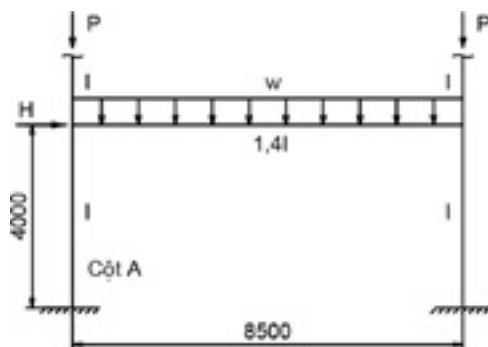
$G_{\text{duoi}} = 1$ (Hai chân cột liên kết ngàm)

Tra hình 6.9.4 tài liệu [2] được $K_x = 1,57$

Theo phương y, cột liên kết khớp ở đỉnh và chân nên $K_y = 1$, do đó:

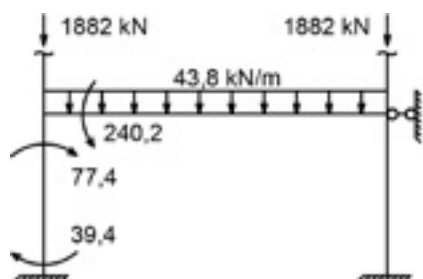
$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1,57 \cdot 4 \cdot 12}{1,93} = 38,7$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1 \cdot 4 \cdot 12}{1,21} = 39,2$$

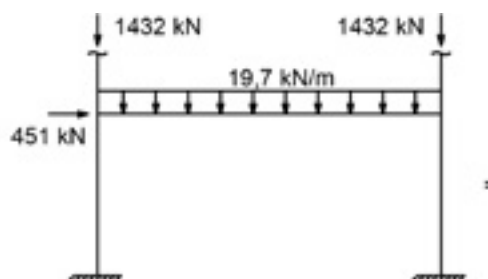


$P = 1023 \text{ kN}$ (Tĩnh tải)
 $= 409 \text{ kN}$ (Hoạt tải)
 $w = 7,3 \text{ kN/m}$ (Tĩnh tải)
 $= 21,9 \text{ kN/m}$ (Hoạt tải)
 $H = 347 \text{ kN}$ (Tải gió)

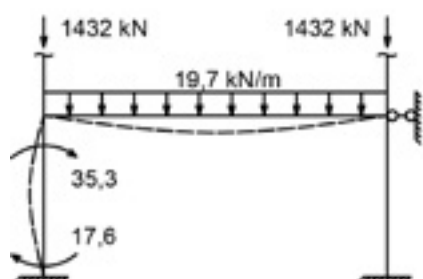
Hình 2. Tầng dưới cùng của khung trong ví dụ minh họa



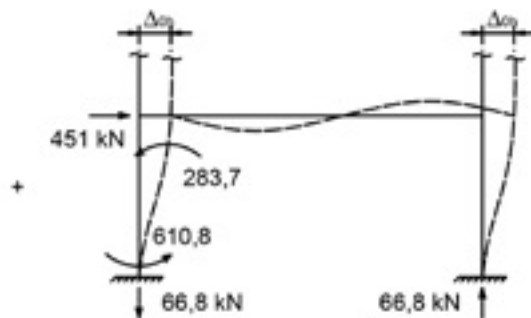
(a) Tĩnh tải và hoạt tải



(b) Tĩnh tải, hoạt tải và tải gió



(c) Phần không dịch chuyển ngang



(d) Phần dịch chuyển ngang

Hình 3. Nội lực do phân tích đàn hồi bậc nhất

$$\varphi_c F_{cr} = 194432,2 \text{ kN/m}^2 \text{ (Tra bảng 5 tài liệu [2])}$$

$$\varphi_c P_n = \varphi_c F_{cr} A_g = 194432,2 \cdot 0,0275 = 5346,9 \text{ kN/m}^2$$

Kiểm tra

$$\frac{P_u}{\varphi_c P_n} = \frac{1432 + 66,8 + 19,7 \cdot 4,25}{5346,9} = 0,3 > 0,2 \rightarrow$$

Dùng công thức 12.10.1 tài liệu [2].

d) Ảnh hưởng của dầm. Chiều dài tính toán $L_b = 4\text{m}$

$$M_p = F_y Z_x = 248212,8 \cdot 7,38 / 12 = 1058,66 \text{ kNm}$$

$$L_p = \frac{300}{\sqrt{F_y}} r_y = \frac{300}{\sqrt{248212,8}} \frac{12}{1,21} = 5,06 \text{ m}$$

Do $L_b = 4\text{m} < L_p = 5,06$ nên $M_n = M_p$.

Kiểm tra tiết diện W14x145 là "compact" hoặc "non compact".

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{400}{2 \cdot 27,7} = 7,1 < \lambda_p = 10,8$$

(Bảng 9.6.1 tài liệu [2]) $\rightarrow$ Đạt.

Vây tiết diện là "compact" và $M_n = M_p = 1058,7 \text{ kNm}$, $\Phi M_n = 0,9 \cdot 1058,7 = 952,8 \text{ kNm}$.

e) Hệ số khuếch đại mô men B_1

Do khung là không giằng nên lấy $K_x = 1$. Theo phương trong mặt phẳng khung:

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1,4 \cdot 12}{1,93} = 24,6$$

$$C_m = 0,6 - 0,4(M_1/M_2) = 0,6 - 0,4(17,6/35,2) = 0,4$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E A_g}{(KL/r)^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2 \cdot 10^8 \cdot 0,0275}{24,6^2} = 89890 \text{ kN}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u/P_e} = \frac{0,4}{1 - 1582,5/89890} = 0,41$$

Khi B_1 nhỏ hơn 1 thì mô men khuếch đại trong cột ở hình 3c nhỏ hơn mô men đầu dầm. Dùng $B_1 M_{nt} = 35,2 \text{ kNm}$. Tải tính toán P_u trong công thức tính B_1 bằng tải trong hình 3.c.

f) Hệ số khuếch đại mô men B_2 cho kết cấu trong hình 3.d. Tổng tải tính toán do các cột trong một tầng chịu là:

$$\sum P_u = 2 \cdot 1432 + 19,7 \cdot 8,5 = 3031,5 \text{ kN}$$

Lực tới hạn O're:

$$P_e = \frac{\pi^2 E A_g}{(KL/r)^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2 \cdot 10^8 \cdot 0,0275}{38,7^2} = 36312 \text{ KN}$$

$$\text{và } \sum P_e = 2 \cdot 36312 = 72624 \text{ KN}$$

Vậy hệ số khuếch đại mô men B_2 là:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum P_u / \sum P_e} = \frac{1}{1 - 3031,5 / 72624} = 1,04$$

Mô men khuếch đại lớn nhất cho cột A:

$$M_n = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} = 1,35,2 + 1,04 \cdot 610,7 = 670,4 \text{ KNm}$$

g) Kiểm tra theo phương pháp hệ số cường độ và tải trọng. Bỏ qua uốn quanh trục y:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} \right) = 0,3 + \frac{8}{9} \left(\frac{670,4}{952,8} \right) = 0,93 < 1 \Rightarrow \text{Đạt.}$$

Vậy tiết diện W14x145 đảm bảo chịu lực.

4. Nhận xét

Trong tiêu chuẩn AISC trình bày hai phương pháp để xét đến hiệu ứng $P - \Delta$ là phương pháp khuếch đại mô men và phương pháp phân tích bậc hai. Hệ số khuếch đại mô men B_2 được xây dựng trên cơ sở lý thuyết nên dễ áp dụng và thuận tiện cho tính toán thủ công. Ví dụ cho thấy việc tính toán là đơn giản, khối lượng tính toán là không nhiều./

Tài liệu tham khảo

1. Vũ Quang Duẩn (2017), Hệ số khuếch đại mô men B1 trong cấu kiện thép chịu nén uốn theo tiêu chuẩn AISC 360-10, Tạp chí Kiến trúc và Xây dựng, Đại học Kiến trúc Hà Nội, 2017.
2. Charles G. Salmon and John E. Johnson, Steel structures – Design and behavior, Harper and Row publishers, New York, 2010.
3. AISC 360-10, Specification for Structural Steel Buildings, American Society of Civil Engineers, Chicago IL, 2010.

Lựa chọn vật liệu chống cháy...

(tiếp theo trang 40)

Các tính toán khảo sát ảnh hưởng của các thông số của vật liệu chống cháy đến giới hạn chịu lửa của cấu kiện kết cấu thép đã được tiến hành trong luận văn thạc sĩ [5].

Do hệ thống quy chuẩn và tiêu chuẩn Việt Nam không có đủ bảng tra và hướng dẫn tính toán cho các loại vật liệu bọc chống cháy cho kết cấu thép nên Bảng tra thực hành thiết kế chống cháy cho kết cấu thép của hiệp hội chống cháy vương quốc Anh [9] được sử dụng. Trong tài liệu [9], mỗi loại vật liệu chống cháy (đã biết trọng lượng riêng, độ dẫn nhiệt) được đề xuất bảng tra gồm hệ số tiết diện, chiều dày vừa ứng với giới hạn chịu lửa R30, R60, R90 hoặc R120. Tuy nhiên trong tài liệu này không có bảng tra cho loại vật liệu bọc là bê tông.

Với mục tiêu đề xuất được bảng tra thực hành sắp xếp dữ liệu phù hợp với mục đích so sánh nhiều loại vật liệu bọc chống cháy cho một cấu kiện đã xác định giới hạn chịu lửa yêu cầu, các bảng tra dạng như Bảng 3 đã được đưa ra trong tài liệu [5]. Trong đó A/V là hệ số tiết diện (tính hoặc tra bảng) bằng diện tích bề mặt tiếp xúc với lửa của cấu kiện trên thể tích cấu kiện, λ là độ dẫn nhiệt, γ là khối lượng riêng của vật liệu, d là chiều dày lớp vật liệu. Các bảng tra này được lập dựa vào tài liệu [9]. Lưu ý mỗi dòng trong bảng là một loại vật liệu khác nhau. Để chọn chiều dày vật liệu cần biết các thông số λ và γ . Vật liệu sơn tương phòng không đưa vào đây vì khả năng cách nhiệt của sơn không chỉ phụ thuộc vào các

thông số d , λ , γ mà thay đổi với mỗi loại sơn cụ thể. Các bảng tra cho các cấu kiện và các loại tiết diện có hệ số tiết diện A/V khác xem trong tài liệu [5].

5. Kết luận

- Trong thiết kế kết cấu thép đảm bảo điều kiện an toàn cháy, cần tính toán lựa chọn vật liệu bảo vệ cho kết cấu thép đảm bảo giới hạn chịu lửa yêu cầu. Các loại vật liệu bọc chống cháy hay được dùng là bê tông, vữa, tấm ốp cách nhiệt hoặc sơn chống cháy;

- Hệ thống quy chuẩn và tiêu chuẩn Việt Nam chưa có chỉ dẫn tính toán lựa chọn các lớp vật liệu bọc chống cháy nhưng đã có một số bảng tra cho cột và dầm thép bọc chống cháy bằng vữa, bê tông hay tấm chống cháy chuyên dụng. Tuy nhiên số lượng các bảng tra và loại vật liệu cho trong bảng tra còn hạn chế. Do vậy, tài liệu về vật liệu chống cháy cho kết cấu thép do Hiệp hội chống cháy - vương quốc Anh được giới thiệu và áp dụng trong nghiên cứu này;

- Dựa trên tài liệu của Hiệp hội chống cháy- vương quốc Anh, dạng bảng tra thực hành chọn vật liệu chống cháy cho kết cấu thép được đề xuất. Các bảng tra này được sắp xếp để người sử dụng dễ so sánh, lựa chọn nhiều loại vật liệu bọc chống cháy cho cấu kiện kết cấu thép.

Tài liệu tham khảo

1. QCVN 03:2012/BXD, Quy chuẩn kỹ thuật Quốc gia, Nguyên tắc phân loại, phân cấp công trình dân dụng, công nghiệp và hạ tầng kỹ thuật đô thị
2. QCVN 06:2010/BXD, Quy chuẩn kỹ thuật Quốc gia về an toàn cháy cho nhà và công trình.
3. TCVN 2622:1995, Phòng cháy, chống cháy cho nhà và công trình -Yêu cầu thiết kế
4. Chu Thị Bình, Thiết kế kết cấu công trình theo điều kiện an toàn cháy, Báo cáo tổng kết kết quả đề tài nghiên cứu khoa học cấp trường, Trường Đại học Kiến Trúc Hà Nội, 2016.
5. Phạm Quốc Hoàn, Khảo sát tính toán khả năng chịu cháy của kết cấu thép có bọc vật liệu chống cháy, Luận văn thạc sĩ kỹ

thuật, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, 2017

6. EN 1993-1-2 : Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1.2: General rules – Structural fire design, European committee for Standardization, 2005
7. EN 1994-1-2: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 1.2: General rules – Structural fire design, European committee for Standardization, 2004
8. Chu Thị Bình, Hollow steel section columns filled with self-compacting concrete under ordinary and fire conditions, PhD thesis, University of Liege, Belgium, 2009.
9. ASFP (Association for Specialist Fire Protection), Yellow book 5th edition : Fire protection for structural steel in buildings, 2009

Phân tích động mờ khung thép phẳng được giằng sử dụng thuật toán tiến hóa vi phân

Fuzzy dynamic analysis of 2d-braced steel frame using differential evolution optimization

Viet T. Tran, Anh Q. Vu, Huynh X. Le

Tóm tắt

Bài báo nghiên cứu áp dụng thủ tục phần tử hữu hạn mờ phân tích động kết cấu khung thép phẳng với các đại lượng đầu vào mờ. Các hệ số liên kết giữa dầm – cột, cột – móng, tải trọng, khối lượng riêng và hệ số cản được mô tả dưới dạng các số mờ tam giác. Phương pháp tích phân số β – Newmark được áp dụng xác định chuyển vị trong hệ phương trình cân bằng động tuyến tính. Phương pháp tối ưu mức – α sử dụng thuật toán tiến hóa vi phân được tích hợp với mô hình phần tử hữu hạn để phân tích động kết cấu mờ. Hiệu quả của phương pháp đề xuất được minh họa thông qua ví dụ liên quan đến khung thép phẳng hai mươi lăm tầng, ba nhịp được giằng tập trung.

Từ khóa: Khung thép giằng, liên kết mờ, động lực kết cấu mờ, thuật toán tiến hóa vi phân

Abstract

This paper studies the application of the fuzzy finite element procedure for dynamic analysis of the planar semi-rigid steel frame structures with fuzzy input parameters. The fixity factors of beam – column and column – base connections, loads, mass per unit volume and damping ratio are modeled as triangular fuzzy numbers. The Newmark- β numerical integration method is applied to determine the displacement of the linear dynamic equilibrium equation system. The α – level optimization using the Differential Evolution (DE) integrated finite element modeling to analyse dynamic of fuzzy structures. The efficiency of proposed methodology is demonstrated through the example problem relating to the twenty-five – story, three – bay concentrically braced frame.

Keywords: braced steel frame, fuzzy connection, fuzzy structural dynamic, differential evolution algorithm

MS. Viet T. Tran

Faculty of civil engineering, Duy Tan University

Email: <ttviet05@gmail.com>

Ass. Prof. Anh Q. Vu

Faculty of civil engineering

Hanoi Architectural University

Email: <anhquocvu@gmail.com>

Prof. Huynh X. Le

Faculty of civil engineering

National University of Civil Engineering

Email: <lxhuynh11kcx@gmail.com>

1. Introduction

In the dynamic analysis of steel frame structures with semi-rigid connections, rigidity of the connection (or fixity factor of the connection), loads, mass per unit volume, damping ratio ... have a significant influence on the time – history response of steel frame structure [4]. In practice, however, many parameters like worker skill, quality of welds, properties of material and type of the connecting elements affect the behavior of a connection, and this fixity factor is difficult to determine exactly. Therefore, in a practical analysis of structures, a systematic approach need to include the uncertainty in the connection behavior, and the fixity factor of a connection modeled as the fuzzy number is reasonable [5]. In addition, the uncertainty of input parameters is also described in form of fuzzy numbers, such as external forces, mass per unit volume and damping ratio. In this paper, the fuzzy displacement – time dependency of a planar steel frame structure is determined in which the fixity factor, loads, mass per unit volume, and damping ratio are described in the form of any triangular fuzzy numbers. A procedure is based on finite element model by combining the α – level optimization with the Differential Evolution algorithm (DEa). The Newmark- β average acceleration numerical integration method is applied to determine the displacements from the linear dynamic equilibrium equation system of the finite element model.

2. Finite element with linear semi-rigid connection

The linear dynamic equilibrium equation system is given as following

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{P(t)\} \quad (1)$$

where $\{\ddot{u}\}$, $\{\dot{u}\}$, and $\{u\}$ are the vectors of acceleration, velocity, and displacement respectively; $[M]$, $[C]$, and $[K]$ are the mass, damping, and stiffness matrices respectively; $\{P(t)\}$ is the external load vector. The viscous damping matrix $[C]$ can be defined as

$$[C] = \alpha_M [M] + \beta_K [K] \quad (2)$$

where α_M and β_K are the proportional damping factors which defined as

$$\alpha_M = \xi \frac{2\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2}; \beta_K = \xi \frac{2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (3)$$

where ξ is the damping ratio; ω_1 and ω_2 are the natural radian frequencies of the first and second modes of the considered frame, respectively.

In this study, the frame element with linear semi – rigid connection is shown in Fig. 1, with E – the elastic modulus, A – the section area, I – the inertia moment, m – the mass per unit volume, k_1 and k_2 – rotation resistance stiffness at connections.

The element stiffness matrix – $[K^{el}]$ and the mass matrix – $[M^{el}]$ of the frame are given by [4], with $s_i = Lk_i / (3EI + Lk_i)$ denote the fixity factor of semi – rigid connection at the boundaries ($i = 1, 2$). In Eq. (1), when fixity factors of connections, external loads, mass per unit volume and damping ratio are given by fuzzy numbers, the displacements of joints are also fuzzy numbers. In steel structures, the common fuzzy connections can be defined by linguistic terms as shown in Fig. 2. Eleven linguistic terms are assigned numbers from 0 to 10 ($\tilde{s}_i = 0, 1, \dots, 10$) [5].

In the classical finite element method (FEM), in Eq. (1), the displacement – time dependency of the joints is determined by solving the linear dynamic equilibrium equation system. The Newmark- β method has been chosen for

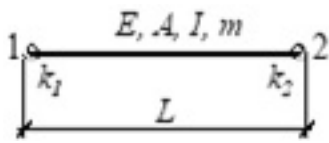


Figure 1. Frame element with linear semi-rigid connection

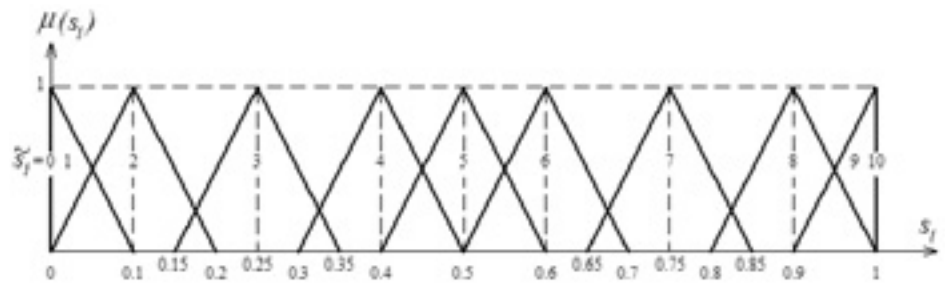


Figure 2. Membership functions of fuzzy fixity factors

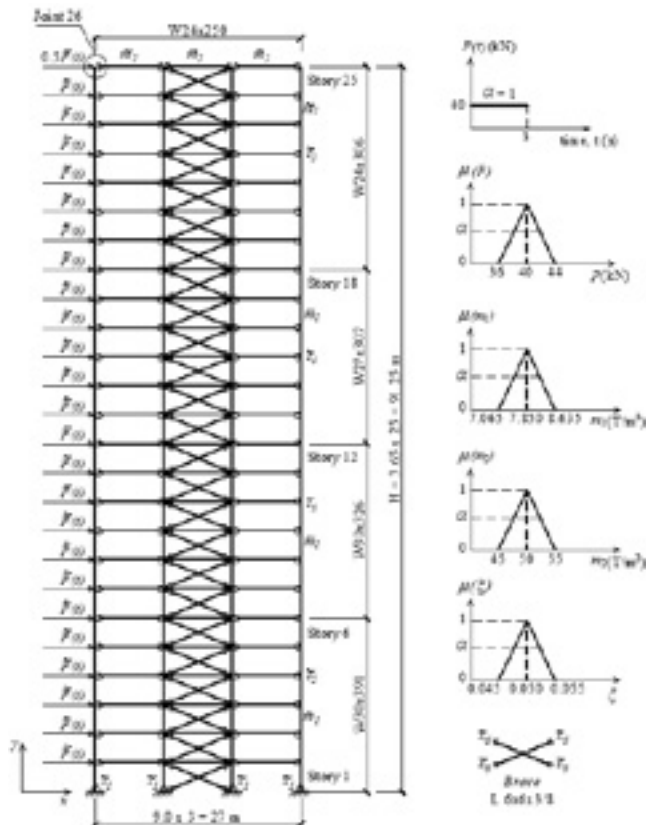


Figure 3. Concentrically braced steel frame with fuzzy input parameters

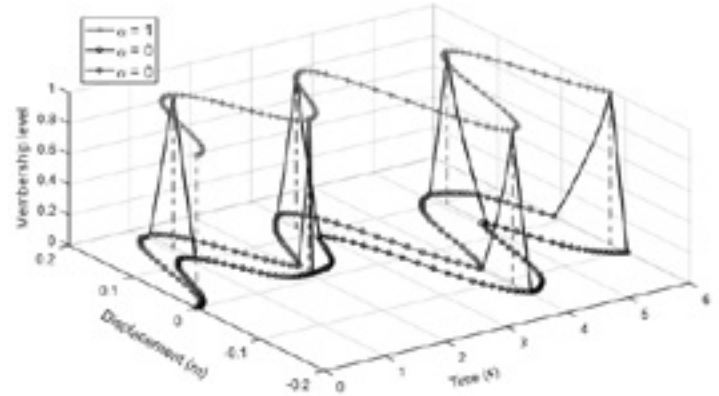


Figure 4. Fuzzy displacement-time response at joint 26 in x direction

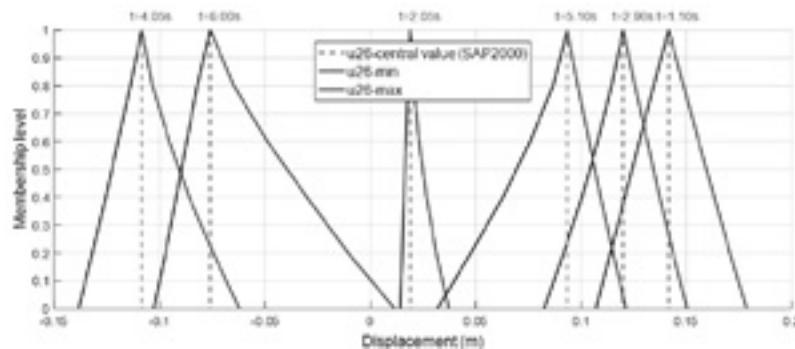


Figure 5. The membership functions of fuzzy displacement at joint 26

the numerical integration of this equation system because of its simplicity [1]. The fuzzy displacement is determined by the fuzzy finite element method (FFEM) using the α -cut strategy with the optimization approaches. FFEM is an extension of FEM in the case that the input quantities in the FEM are modeled as fuzzy numbers. In this study, an optimization approach is presented in the next sections: the differential evolution algorithm (DEa).

3. Procedure for fuzzy structural dynamic analysis

3.1. Linear elastic dynamic analysis algorithm

The Newmark- β method is based on the solution of an incremental form of the equations of motion. For the equations of motion (1), the incremental equilibrium equation is:

$$[M]\{\Delta \ddot{u}\} + [C]\{\Delta \dot{u}\} + [K]\{\Delta u\} = \{\Delta P\} \quad (4)$$

where $\{\ddot{u}\}$, $\{\dot{u}\}$, and $\{u\}$ are the vectors of incremental acceleration, velocity, and displacement respectively; $\{\Delta P\}$ is the external load increment vector.

The displacement of the joint at each time step is determined by this algorithm of linear elastic dynamic analysis.

3.2. α -level optimization using Differential Evolution algorithm (DEa)

For fuzzy structural analysis, the α -level optimization is known as a general approach in which all the fuzzy inputs are discretized by the intervals that are equal α -levels. The output intervals are then searched by the optimization algorithms. The optimization process is implemented directly by the finite element model and the goal function is evaluated many times in order to reach to an acceptable value. In this study, the output intervals are the displacement intervals at each time step, and the solution procedure is proposed by combining the Differential Evolution algorithm (DEa) with the α -level optimization. The DEa has shown better than the genetic algorithm (GA) and is simple and easy to use. Basic procedure of DEa is described as [6].

Table 1: Section properties used for analysis of the portal steel frame

Member	Section	Cross – section area, A (m ²)	Moment of inertia, I (m ⁴)
Column (1st to 4th story)	W30x391	7.35E-02	8.616E-03
Column (5th to 8th story)	W30x326	6.17E-02	6.993E-03
Column (9th to 14th story)	W27x307	5.82E-02	5.453E-03
Column (15th to 20th story)	W24x306	5.79E-02	4.454E-03
Beam (1st to 20th story)	W24x250	4.74E-02	3.534E-03

4. Numerical illustration

A twenty-five – story, three – bay concentrically braced frame subjected to fuzzy impulse force as shown in Fig. 3 is considered. The fuzzy input parameters are: $\tilde{m}_1 = (7.85, 0.785, 0.785)$, $\tilde{m}_2 = (50, 5, 5)$, $\tilde{s}_1 = 9$, $\tilde{s}_2 = 8$, $\tilde{s}_3 = 7$, $\tilde{s}_4 = 6$, $\tilde{s}_5 = 5$, $\tilde{s}_6 = 1$. The fuzzy damping ratio is $\tilde{\xi} = (0.05, 0.005, 0.005)$. The fuzzy impulse force is: $\tilde{P}(t) = \tilde{P}$ ($0 \leq t \leq 3$ s), and $\tilde{P}(t) = 0$ ($t > 3$ s), with $\tilde{P} = (40, 4, 4)$. These fuzzy terms are considered to be triangular fuzzy numbers with 20% absolute spread. A time step Δt of 0.05 second is chosen in the dynamic analysis. The output intervals of displacement are calculated by using DE programmed by MATLAB. The section properties used for analysis of the frame are shown in Table 1.

Fig. 4 shows the fuzzy displacement-time response and the membership functions of fuzzy displacement at different times in 3D – axis. Fig. 5 shows the membership functions of fuzzy displacement and the deterministic displacement (at

central value) from the SAP2000 software, with $t = 1.10, 2.05, 2.90, 4.05, 5.10$, and 6.00 seconds.

5. Conclusion

A fuzzy finite element analysis based on the Differential Evolution (DE) in combination with the α – level optimization, in which the Newmark- β average acceleration method is applied to determine the deterministic displacement. The fuzzy input parameters such as fixity factors of connections, external forces, mass per unit volume, and damping ratio have a significant influence on the time dependency of the fuzzy displacement. With the example is considered, fuzzy displacements show more different shapes of membership functions at different times. Moreover, these fuzzy displacements have absolute spreads from 40% to 150%. In addition, the determinant results are also compared with ones of the SAP2000 software and give a good agreement./.

Tài liệu tham khảo

1. N. M. Newmark. A method of computation for structural dynamic. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, vol. 85 (1959) 67-94.
2. R. Storn, and K. Price. Differential Evolution – A Simple and Efficient Heuristic for Global Optimization over Continuous Spaces. *Journal of Global Optimization 11*, Netherlands, (1997) 341-359.
3. M. Hanss. The transformation method for the simulation and analysis of systems with uncertain parameters. *Fuzzy Sets and Systems 130(3)* (2002) 277-289.
4. V. Q. Anh, N. M. Hien. Geometric nonlinear vibration analysis of steel frames with semi-rigid connections and rigid zones. *Vietnam Journal of Mechanics, VAST 25 (2)* (2003) 122-128.
5. A. Keyhani, S. M. R. Shahabi. Fuzzy connections in structural analysis. *ISSN 1392 – 1207 MECHANIKA*, 18(4) (2012) 380-386.
6. M. M. Efrén, R. S. Margarita, A. C. Carlos. Multi-Objective Optimization using Differential Evolution: A Survey of the State-of-the-Art. *Soft Computing with Applications (SCA)*, 1(1) (2013).
7. P. H Anh, N. X. Thanh, N. V. Hung. Fuzzy Structural Analysis Using Improved Differential Evolution Optimization. *International Conference on Engineering Mechanic and Automation (ICEMA 3)*, Hanoi, October 15-16 (2014) 492-498.
8. T. T. Viet, V. Q. Anh, L. X. Huynh. Fuzzy analysis for stability of steel frame with fixity factor modeled as triangular fuzzy number. *Advances in Computational Design 2(1)* (2017) 29-42.

Mô hình macro cho phân tích khung có tường chèn

Macro models for analysis of infilled frames

Phạm Phú Tinh

Tóm tắt

Bài báo trình bày tổng quan về các mô hình macro khác nhau được sử dụng để phân tích kết cấu khung có tường chèn. Tường chèn có thể được mô hình hóa bởi thanh chống đơn nghiêng hoặc nhiều thanh chống nghiêng chịu nén. Trong bài báo này, các công thức thực nghiệm xác định bề rộng thanh chống nghiêng, các mô hình thanh chống đơn và các mô hình đa thanh chống được giới thiệu. Các ví dụ phân tích khung chèn được trình bày nhằm so sánh kết quả tính toán từ các mô hình khác nhau. Cách áp dụng cũng như ưu nhược điểm của các mô hình cũng được chỉ dẫn và thảo luận.

Từ khóa: Thanh chống nghiêng, khối xây, khung chèn, mô hình macro.

Abstract

This paper presents an overview on macro models for analysis of infilled frames. Infill can be modeled by single or multiple compression diagonal struts. In the paper, several practical formulae for defining width of equivalent diagonal strut, and single-strut models, multiple-strut models are presented. The results from numerical examples of infilled frame analysis by using different models are compared to each others. The implementation of different models is recommended, the advantages and disadvantages of each model are discussed.

Keywords: Diagonal strut, masonry, infilled frames, macro model.

TS. Phạm Phú Tinh

Khoa Xây dựng

Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Email: phamphutinh@yahoo.com

1. Giới thiệu

Tường xây chèn rất phổ biến trong các kết cấu khung, nó làm thay đổi ứng xử của khung, từ dạng khung không chèn thành dạng khung giằng. Tường chèn đóng góp một vai trò đáng kể vào độ cứng của khung khi chịu tải trọng ngang, dẫn đến làm giảm chuyển vị ngang ở đỉnh nhà, đồng thời làm giảm mô men trong cột và dầm. Tuy vậy, việc làm tăng độ cứng cho khung cũng kéo theo làm giảm độ dẻo của kết cấu và làm giảm chu kỳ dao động, hệ quả là có thể làm tăng lực cắt đáy và thay đổi ứng xử của khung khi chịu tải trọng ngang hay động đất.

Để phân tích khung chèn, có thể sử dụng mô hình phần tử hữu hạn (PTHH) micro, hình 1a, hoặc mô hình PTHH macro, hình 1b. Mô hình micro không những cho kết quả chính xác mà còn mô tả đầy đủ ứng xử của khung chèn, song tốn thời gian mô phỏng và thời gian tính toán. Mô hình macro đơn giản hơn, mô phỏng và tính toán nhanh hơn, song cũng có thể cung cấp các lời giải hợp lý, đặc biệt trong việc thiết kế thực hành, nếu tường chèn được thay bằng các thanh chống chéo chịu nén, với các kích thước hình học và các đặc trưng cơ học thích hợp.

Việc nghiên cứu khung chèn đã được bắt đầu từ khoảng năm 1960. Những tác giả đầu tiên nghiên cứu về tường chèn có Polyakov (1960), Holmes (1961), Smith (1962).

Trải qua hơn nửa thế kỷ, đề tài khung chèn vẫn rất thú vị và thu hút rất nhiều tác giả nghiên cứu. Đối tượng và tham số nghiên cứu trong đề tài khung chèn rất phong phú, như: ảnh hưởng của lỗ cửa, ảnh hưởng của độ cứng tương đối giữa khung và tường chèn, ảnh hưởng của tỉ lệ diện mạo tường chèn – (tỉ số chiều dài và chiều cao tường chèn), ảnh hưởng của tỷ lệ tương đối giữa tải trọng ngang và đứng đến chiều dài đoạn tiếp xúc, ảnh hưởng của ma sát và các liên kết chống trượt tại mặt chung giữa khung và tường chèn, sự làm việc của khung chèn ngoài mặt phẳng, khung chèn chịu động đất, phân tích pushover khung chèn, độ cứng và độ dẻo của khung chèn, phân tích giới hạn (hay phân tích dẻo) khung chèn, cải tiến các mô hình PTHH macro, phát triển các mô hình PTHH micro, ... Phương pháp nghiên cứu chủ yếu là thực nghiệm và phương pháp PTHH. Các kết quả nghiên cứu vẫn được công bố một cách liên tục đến ngày nay, trong đó có Smith và Carter (1969), Mainstone (1971), Klingner và Bertero (1976), Bazan và Meli (1980), Liauw và Kwan (1984), Syrmakizis và Vratsanou (1986), Papia, Russo và Zingone (1988), Dawe and Seah (1989), Saneinejad (1990), Chrysostomou (1991), Pauley và Priestley (1992), Crisafulli (1997), El-Dakhkhni (2002), Akin (2006), Dolsek và Fajfar (2008), Sevil (2010), Fiore, Netti and Monaco (2012), Nemati (2015), Asteris và cộng sự. (2011, 2017), ...

Bài báo này giới thiệu các mô hình macro cho việc phân tích khung có tường chèn, trong đó phần 2.1 trình bày về quan điểm và giới thiệu các công thức thực nghiệm tính bề rộng của thanh chống đơn, phần 2.2 giới thiệu các mô hình đa thanh chống. Các công thức tính bề rộng thanh chống và các mô hình có thể được sử dụng để phân tích kết cấu được tổng hợp bởi Crisafulli (1997), Al-Chaar (1998), Asteris (2011), và có thể được áp dụng một cách khá dễ dàng bởi các kỹ sư thiết kế trong việc thiết kế thực hành các kết cấu khung có tường chèn. Các ví dụ phân tích khung chèn được trình bày ở phần 3.

2. Các mô hình macro

2.1. Mô hình thanh chống đơn

a. Quan điểm

Phân tích khung chèn chịu tải trọng gió từ trái sang phải, hình 2. Trường ứng suất trong tường chèn thể hiện dải chịu nén theo đường AD và CG. Khi tải trọng có chiều ngược lại, thì hình thành dải chịu nén BC và DE trong tường chèn. Như vậy, tường chèn có thể được thay thế bằng thanh chống nghiêng chịu nén, hình 3. Quan điểm thay tường chèn bằng thanh chống chịu nén được đề xuất đầu tiên bởi Polyakov (1960).

Trong hình 3, h, L là chiều cao cột và chiều dài dầm, tính từ tim cấu kiện, h_m, L_m là chiều cao và chiều dài tường chèn, d là chiều dài đường chéo tường chèn, θ là góc giữa đường chéo tường chèn với trục hoành (rad), α_L, α_h là chiều dài đoạn tiếp xúc

tường chèn với dầm, với cột, w là bề rộng tính toán của thanh chống tương đương, A_{ms} là diện tích tiết diện ngang thanh chống, E_m, E_b, E_c là mô đun đàn hồi ban đầu của khối xây, của dầm, của cột, t là chiều dày tường chèn, I_b, I_c là mô men quán tính của tiết diện dầm, cột.

b. Bề rộng của thanh chống nghiêng

Các công thức thực nghiệm xác định bề rộng của thanh chống tương đương đã được tổng hợp trong các nghiên cứu của Crisafulli (1997), Al-Chaar (1998), Asteris (2011), và được tóm tắt lại như sau đây:

Theo Holmes (1961):

$$w = d/3 \quad (1)$$

Theo Smith (1962):

$$w = (0,1 \rightarrow 0,25) d \quad (2)$$

Smith (1969) giới thiệu một tham số đặc trưng cho khung chèn, λ_h , để xác định chiều dài đoạn tiếp xúc giữa khung và tường chèn. λ_h được tính theo phương trình (3), là một hàm phụ thuộc vào độ cứng tương đối của khung và tường chèn

$$\lambda_h = \sqrt[4]{(E_m t \sin 2\theta) / (4E_c I_c h_m)} \quad (3)$$

Trong đó

$$\theta = \tan^{-1}(h_m / L_m) \quad (4)$$

Công thức (3) áp dụng khi tải trọng ngang tác dụng lên khung chèn dưới 50% tải trọng ngang giới hạn. Chiều dài đoạn tiếp xúc giữa tường và cột được tính như sau:

$$\alpha_h = \pi / (2\lambda_h) \quad (5)$$

Công thức (3) và (5) là nền tảng cho các nghiên cứu tiếp sau.

Theo Mainstone (1971):

$$w = 0,16(\lambda_h h)^{-0,3} d \quad (6)$$

Theo Mainstone và Weeks (1970), Mainstone (1974):

$$w = 0,175(\lambda_h h)^{-0,4} d \quad (7)$$

Công thức (7) cũng được áp dụng trong FEMA 274 (1997), FEMA 356 (2000).

Theo Bazán và Meli (1980):

$$w = (0,35 + 0,022\beta) h \quad (8)$$

Với $\beta = E_c A_c / (G_m A_m)$, E_c, A_c là mô đun đàn hồi của bê tông cột và diện tích tiết diện cột, G_m, A_m là mô đun trượt của khối xây và diện tích tiết diện khối xây, $A_m = L_m t$ và $G_m = E_m / [2(1 + \nu)]$. Công thức (8) được áp dụng khi $0,9 < \beta < 11$ và $0,75 \leq h/L \leq 2,5$.

Theo Liauw và Kwan (1984)

$$w = (0,95 \sin 2\theta / 2\sqrt{\lambda_h h}) d \quad (9)$$

Điều kiện để áp dụng (9) là $\theta = 25^\circ \rightarrow 50^\circ$ hay $h_m / L_m = 0,46 \rightarrow 1,2$, phù hợp với các kích thước hình học phổ thông của tường chèn.

Theo Decanini và Fantin (1987) [2, 3, 9]:

Khi khối xây chưa nứt:

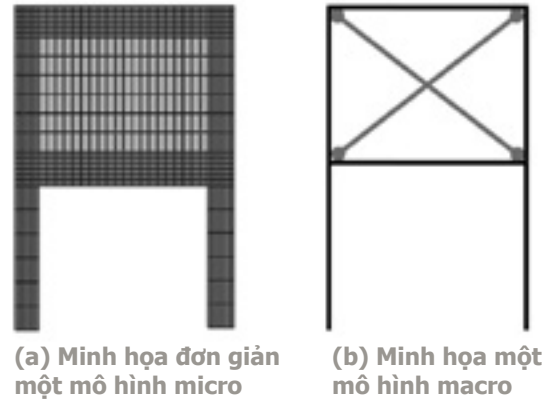
$$w = \begin{cases} (0,085 + 0,748/\lambda_h h) d & \text{khi } \lambda_h h \leq 7,85 \\ (0,13 + 0,393/\lambda_h h) d & \text{khi } \lambda_h h > 7,85 \end{cases} \quad (10)$$

Khi khối xây đã nứt:

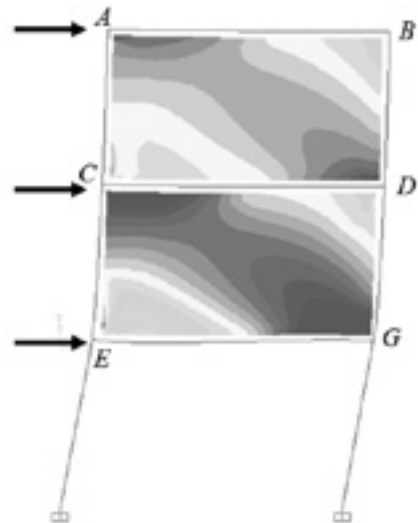
$$w = \begin{cases} (0,01 + 0,707/\lambda_h h) d & \text{khi } \lambda_h h \leq 7,85 \\ (0,04 + 0,47/\lambda_h h) d & \text{khi } \lambda_h h > 7,85 \end{cases} \quad (11)$$

Pauley và Prisley (1992):

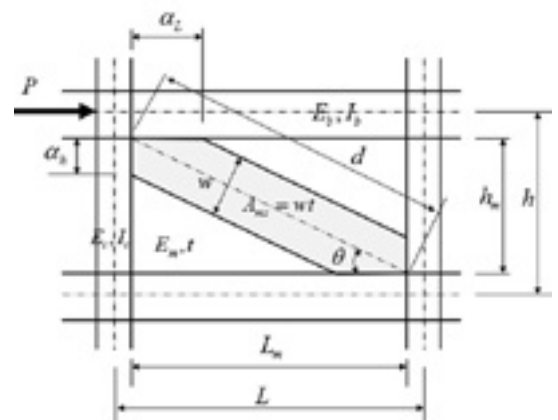
$$w = (1/4) d \quad (12)$$



Hình 1. Mô hình PTHH cho phân tích khung chèn



Hình 2. Ứng suất σ_{min} trong tường chèn



Hình 3. Thanh chống nghiêng chịu nén

Công thức (12) áp dụng cho thiết kế khung chèn chịu động đất, và thiên về an toàn.

Theo Durrani và Luo (1994):

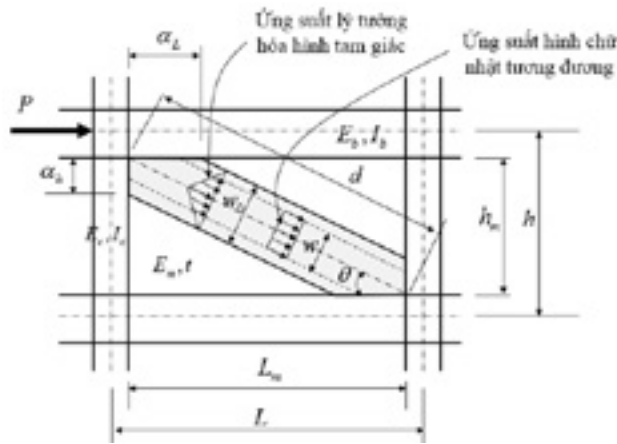
$$w = \gamma d \sin 2\theta \quad (13)$$

Với:

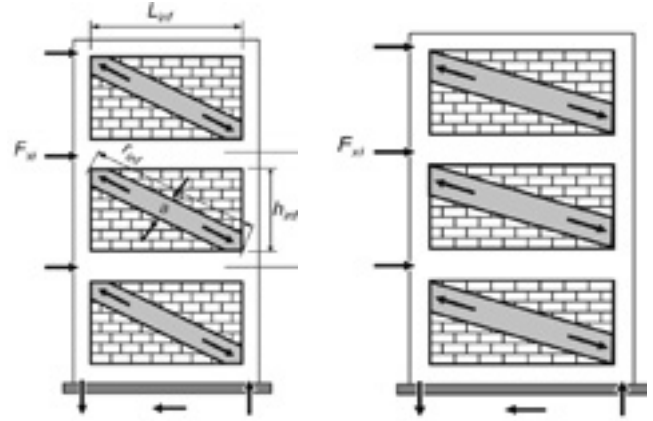
$$\gamma = 0,32 \sqrt{\sin 2\theta} (h^4 E_m t / m E_c I_c h_m)^{-0,1} \quad (14)$$

$$m = 6(1 + 6E_b I_b h / \pi E_c I_c L) \quad (15)$$

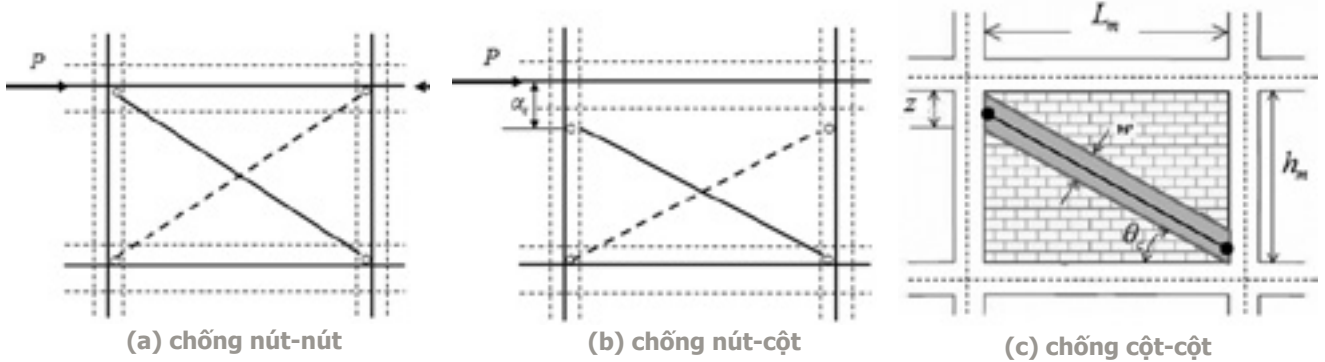
Theo tiêu chuẩn Canada CSA (S304.1-04)-2004 [7]:



Hình 4. Phân bố ứng suất lý tưởng hóa trong dải chịu nén



(a) Thanh chống đặt đúng tâm đường chéo
(b) Thanh chống đặt lệch tâm
Hình 5. Các quan điểm về vị trí của thanh chống chịu nén (hình trích từ FEMA 356)



Hình 6. Vị trí của thanh chống đơn

$$w = \min(w_0/2, d/4) \quad (16)$$

Trong đó w_0, w là bề rộng của thanh chống với ứng suất phân bố hình tam giác và phân bố hình chữ nhật trong dải chịu nén, hình 4. w_0 được tính theo chiều dài đoạn tiếp xúc của tường chèn với cột và với dầm, là α_h và α_L

$$w_0 = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2} \quad (17)$$

Với:

$$\alpha_h = \frac{\pi}{2} \sqrt{(4E_c I_c h_m) / (E_m t \sin 2\theta)} \quad (18)$$

$$\alpha_L = \pi \sqrt{(4E_b I_b L_m) / (E_m t \sin 2\theta)} \quad (19)$$

Theo Papia và cộng sự (1988):

Bề rộng thanh chống theo Papia, ngoài ảnh hưởng của độ cứng tương đối giữa khung và tường chèn, còn kể đến ảnh hưởng của tải trọng đứng.

$$w = \left(k \frac{c}{z} \frac{1}{(\lambda^*)^\beta} \right) d \quad (20)$$

$$\lambda^* = \frac{E_m t \times h}{E_f A_c} \left[\left(\frac{h}{L} \right)^2 + \frac{1}{4} \frac{A_c}{A_b} \frac{L}{h} \right] \quad (21)$$

$$k = 1 + (18\lambda^* + 200)\varepsilon_v \quad (22)$$

$$\varepsilon_v = F_v / (2A_c E_f) \quad (23)$$

$$c = 0,249 - 0,0116\nu + 0,567\nu^2 \quad (24)$$

$$\beta = 0,146 + 0,0073\nu + 0,126\nu^2 \quad (25)$$

$$z = 1 + 0,25(L_m/h_m - 1) \quad (26)$$

Trong đó ν là hệ số Poisson của tường chèn, E_f là mô đun đàn hồi của khung, A_b, A_c là diện tích mặt cắt ngang dầm và cột, F_v là tải trọng thẳng đứng tác dụng lên tường.

Trong bài toán phân tích tổng thể, các thanh chống chịu nén thay thế cho độ cứng của tường chèn có thể đặt đúng tâm qua đường chéo của khung, hình 5a, tuy vậy, hình dạng này không thể hiện được lực tác dụng vào cột, vì vậy thanh chống có thể đặt lệch tâm, hình 5b.

Qua các nghiên cứu bằng thực nghiệm cũng như bằng phân tích, các mô hình thanh chống đơn có thể được sử dụng như trong hình 6.

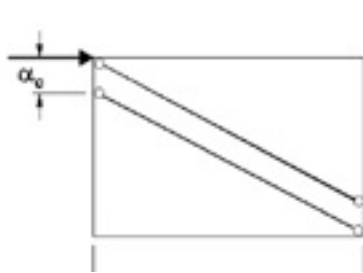
Trong hình 6c, đoạn tiếp xúc giữa dải chịu nén và cột được tính như sau:

$$z = w / \cos \theta_c \quad (27)$$

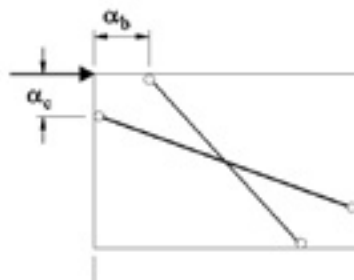
$$\tan \theta_c = (h_m - \alpha_c) / L_m \quad (28)$$

2.2. Mô hình đa thanh chống

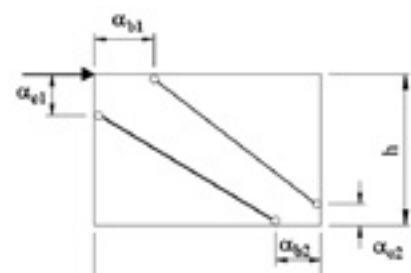
Mặc dù mô hình thanh chống đơn khá đơn giản và cho kết quả phân tích tổng thể khung chèn khá tốt, song mô hình này không phù hợp cho phân tích xác định chuyển vị, nội lực trong dầm và cột khung, do không kể được chiều dài đoạn tiếp xúc.



(a) Hai thanh chống song song [9]

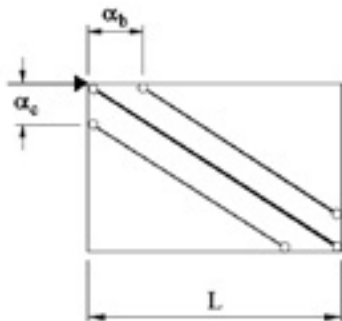


(b) Hai thanh chống chéo nhau [9]

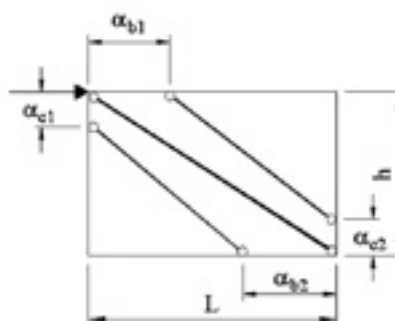


(c) Hai thanh chống không song song [15]

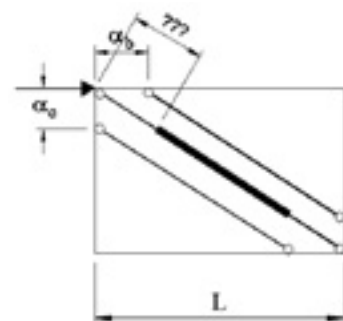
Hình 7. Một số mô hình hai thanh chống



(a) Ba thanh chống song song [8]



(b) Ba thanh chống không song song [13]



(c) Ba thanh chống song song, thanh ở giữa có tiết diện thay đổi [10]

Hình 8. Một số mô hình ba thanh chống

Bảng 1. So sánh chuyển vị đỉnh và chu kỳ dao động, mô hình thanh chống đơn với các bề rộng thanh chống khác nhau

Tác giả	Công thức	w (mm)	Chuyển vị ngang ở đỉnh	Chu kỳ dao động
Khung không chèn			0,0205	0,4631
Holmes (1961)	(1)	2000	0,0076	0,3025
Smith (1962)	(2)	600-1509	0,0096 - 0,0079	0,3201 - 0,3052
Mainstone (1971)	(6)	664	0,0094	0,3179
FEMA 356 (2000)	(7)	641	0,0094	0,3187
Bazán và Meli (1980)	(8)	1222	0,0082	0,3077
Liauw và Kwan (1984)	(9)	1230	0,0082	0,3077
Decanini và Fantin (1987)	(10)	1811	0,0077	0,3034
Decanini và Fantin (1987)	(11)	1287	0,0081	0,3071
Pauley và Pringley (1992)	(12)	1509	0,0079	0,3052
Durrani và Luo (1994)	(13)	918	0,0087	0,3119
CSA (S304.1-04) - 2004	(16)	1509	0,0079	0,3052
Papia (2008)	(20)	1360	0,0081	0,3064

Để khắc phục nhược điểm này, có nhiều mô hình đa thanh chống được nghiên cứu và đề xuất, gồm mô hình hai thanh chống, ba thanh chống hay năm thanh chống. Các thanh chống có thể song song hay không. Các mô hình đa thanh chống được thể hiện trong các hình 7, 8, 9.

Mô hình như hình 7a được đề xuất bởi Crisafulli [9]. Mỗi thanh chống có diện tích tiết diện ngang $A_{ms1} = A_{ms2} = A_{ms}/2$

. Vị trí của thanh chống $\alpha_c = \alpha_h/3$ với α_h được tính theo pt.(5). Mô hình như hình 7b được đề xuất bởi Schmidt [9], vị trí các thanh chống có thể chọn $\alpha_c = \alpha_h/3$, $\alpha_b = \alpha_L/3$ với α_h, α_L được tính theo pt.(18) và (19). Mô hình như hình 7c được đề xuất bởi Fiore và cộng sự, chi tiết của mô hình này đã được trình bày trong [6].

Mô hình như hình 8a được đề xuất bởi Chrysostomou (1991), trong đó thanh ở giữa có diện tích tiết diện ngang là $A_{ms}/2$, hai thanh bên ngoài mỗi thanh có diện tích tiết diện ngang $A_{ms}/4$, vị trí thanh chống là $\alpha_c = \alpha_h/2$, với α_h được tính theo pt.(5)

Mô hình như hình 8b được đề xuất bởi El-Dakhkhni (2002), với α_c được tính như sau:

$$\alpha_{c1} = \alpha_{c2} = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + 0,2M_{pc})}{f_{m-0}}} \leq 0,4h \quad (30)$$

Trong đó:

$$M_{pj} = \min(M_{pb}, M_{pc}) \quad (31)$$

Với M_{pb}, M_{pc} lần lượt là mô men giới hạn của dầm và của cột. f_{m-0} là cường độ chịu nén của khối xây theo phương của mạch ngang.

Mô hình như hình 8c được đề xuất bởi Crisafulli và Carr (2007). Thanh chống ở giữa có tiết diện thay đổi để mô

phông cho trường hợp tường chèn bị nén vỡ ở góc. Sự phá hoại do vỡ ở góc tường chèn ít khi xảy ra với trường hợp khung BTCT, nhưng có thể xảy ra với trường hợp khung thép, vì khung thép mềm hơn khung BTCT và chiều dài đoạn tiếp xúc giữa tường và khung là bé hơn. Vấn đề đặt ra cho nghiên cứu là xác định diện tích và chiều dài đoạn giảm yếu của thanh ở giữa.

Mô hình năm thanh chống song song như hình 9 được đề xuất bởi Syrmakesis và Vratsanou (1986).

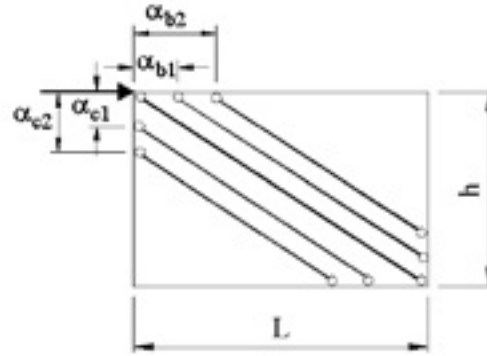
Bề rộng và vị trí các thanh chống có thể được xác định dựa vào biểu đồ phân bố ứng suất lý tưởng hóa dạng hình tam giác như ở hình 4. Có thể chọn thanh ở giữa có bề rộng bằng $(24/50)w$, hai thanh trung gian, mỗi thanh có bề rộng bằng $(10/50)w$, hai thanh ngoài cùng, mỗi thanh có bề rộng bằng $(3/50)w$. Các giá trị xác định vị trí là $\alpha_{c1} = 0,5\alpha_{c2}$ và $\alpha_{c2} = 2\alpha_h/3$, với α_h được tính theo pt. (5)

3. Ví dụ phân tích kết cấu

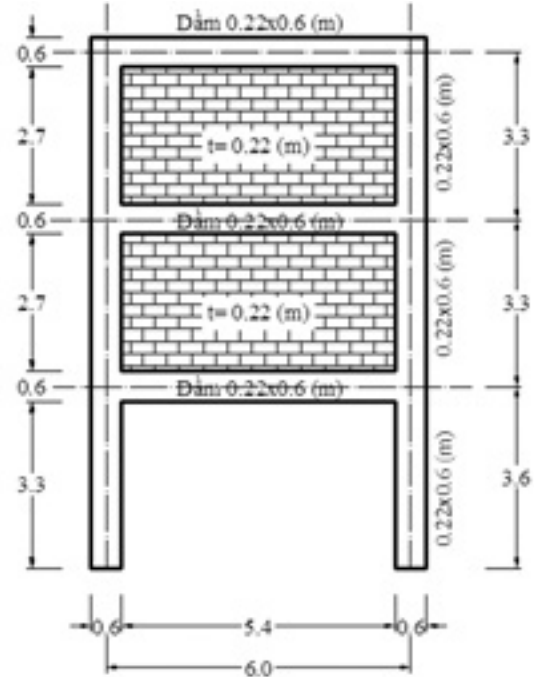
Phân tích khung bê tông cốt thép ba tầng một nhịp chèn gạch như hình 10. Mô đun đàn hồi của bê tông khung là $E_f = 25$ GPa. Tường xây bằng gạch đặc, mô đun đàn hồi của khối xây theo phương x và y (song song và vuông góc với mạch ngang) lần lượt là: $E_{mx} = 4,5$ GPa, $E_{my} = 7,5$ MPa. Tải trọng đứng ở dầm tầng mái là 20 kN/m, ở dầm tầng 2 và 3 là 50 kN/m. Tải trọng ngang phân bố đều lên cột trái, theo phương x là 25 kN/m. Công cụ giúp đỡ việc phân tích là SAP2000, v14.2.2.

Trước hết, phân tích đàn hồi khung, tường chèn được thay bằng thanh chống đơn có chiều dày và mô đun đàn hồi của tường chèn. Bề rộng của thanh chống được tính theo các công thức khác nhau. So sánh kết quả phân tích khung về chu kỳ và chuyển vị đỉnh ứng với các bề rộng thanh chống khác nhau được cho trong bảng 1.

Tiếp theo, sử dụng các mô hình đa thanh chống để phân tích khung. Kết quả phân tích của các mô hình đa thanh chống được so sánh với nhau, đồng thời cũng được so sánh với kết quả của mô hình thanh chống đơn và mô hình micro.



Hình 9. Mô hình năm thanh chống song song



Hình 10. Khung cho các ví dụ phân tích

Bảng 2. So sánh kết quả phân tích tổng thể giữa các mô hình

Mô hình được sử dụng để phân tích	Xem hình vẽ	Chuyển vị ngang ở đỉnh	Chu kỳ dao động
Mô hình micro [6]		0,0079	0,3040
Mô hình một thanh chống, nối nút-nút	6a	0,0079	0,3052
Mô hình một thanh chống, nối cột-cột	6c	0,0112	0,3352
Mô hình hai thanh chống song song	7a	0,0085	0,3105
Mô hình hai thanh chống chéo nhau	7b	0,0083	0,3038
Mô hình hai thanh chống không song song	7c	0,0078	0,3003
Mô hình ba thanh chống song song	8a	0,0081	0,3058
Mô hình năm thanh chống song song	9	0,0081	0,3058

Bảng 3. So sánh kết quả phân tích cục bộ giữa các mô hình

Mô hình được sử dụng để phân tích	Xem hình vẽ	Độ võng lớn nhất ở dầm sàn tầng 3	Mô men uốn lớn nhất ở nhịp dầm sàn tầng 3
Mô hình micro [6]		0,0014	26,46
Mô hình một thanh chống, nối nút-nút	6a	0,0023	115,48
Mô hình một thanh chống, nối cột-cột	6c	0,0026	96,0
Mô hình hai thanh chống song song	7a	0,0016	92,13
Mô hình hai thanh chống chéo nhau	7b	0,0011	77,2
Mô hình hai thanh chống không song song	7c	0,0013	60,14
Mô hình ba thanh chống song song	8a	0,0009	83,05
Mô hình năm thanh chống song song	9	0,0005	81,0

Vì đây là bài toán phân tích đàn hồi, nên bề rộng thanh chống đơn được chọn là 1509 mm, theo các pt. (2), (12), (16). Kết quả phân tích tổng thể được trình bày trong bảng 2, Mô men uốn và độ võng của dầm sàn tầng ba được cho trong bảng 3.

4. Kết luận

Bài báo đã tổng hợp các công thức tính bề rộng thanh chống tương đương và các mô hình macro để phân tích khung chèn. Các ví dụ tính toán bằng số cho thấy:

Vì có quá nhiều tham số ảnh hưởng, nên bề rộng của thanh chống đơn của các nghiên cứu khác nhau có thể khác nhau, thậm chí khác nhau rất nhiều. (Tuy nhiên sự khác nhau nhiều do các nghiên cứu thực hiện cho các giai đoạn phân tích dẻo hay phân tích đàn hồi).

Mô hình thanh chống đơn chỉ phù hợp với bài toán phân tích tổng thể. Nói cách khác, khi xác định nội lực hay chuyển vị trong các cấu kiện khung thì mô hình thanh chống đơn không phù hợp.

Có thể sử dụng mô hình đa thanh chống để thay thế cho tường chèn, gồm mô hình hai thanh, ba thanh, năm thanh.

Các thanh chống có thể song song hay không. Tổng độ cứng các thanh chống bằng độ cứng của thanh chống đơn tương ứng.

Việc phân chia độ cứng và việc chọn vị trí cho các thanh chống thành phần có ảnh hưởng lớn đến kết quả phân tích.

Tất cả các mô hình đa thanh chống đều cho kết quả phân tích tổng thể phù hợp với kết quả của mô hình thanh chống đơn, và mô hình micro.

Kết quả phân tích cục bộ của các mô hình đa thanh chống tốt hơn kết quả phân tích của mô hình thanh chống đơn. Chưa có mô hình đa thanh chống nào cho kết quả phân tích cục bộ phù hợp với mô hình micro.

Trong các mô hình đa thanh chống, vị trí chống và góc chống quan trọng hơn số lượng thanh chống. Mô hình hai thanh chống không song song và mô hình hai thanh chống chéo nhau cho kết quả phân tích cục bộ tốt hơn các mô hình macro khác, khi so sánh với kết quả của mô hình micro./

Tài liệu tham khảo

1. Akin L.A. (2006) *Behaviour of Reinforced Concrete Frames with Masonry Infills in Seismic Regions*. PhD thesis, Purdue University.
2. Al-Chaar G. (1998) *Non-Ductile Behaviour of Reinforced Concrete Frames With Masonry Infill Panels Subjected to In-Plane Loading*. US Army Corps of Engineers, Construction Engineering Research Laboratories, USACERL Technical Manuscript.
3. Asteris P.G., Antoniou S.T., Sophianopoulos D.S., Chrysostomou C.Z. (2011) *Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art*. J.Struct. Eng., 137(12): 1508-1517. DOI:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000384, American Society of Civil Engineers.
4. Asteris P.G., Repapis C.C., Repapi E.V. & Cavaleri L. (2017) *Fundamental period of infilled reinforced concrete frame structures*. Structure and Infrastructure Engineering, 13:7, 929-941, DOI: 10.1080/15732479.2016.1227341. (<http://dx.doi.org/10.1080/15732479.2016.1227341>)
5. Bazan E., Meli R. (1980) *Seismic analysis of structures with masonry walls*. Proc., 7th World Conf. on Earthquake Eng. (IAEE), Tokyo, 633-640
6. B.N.Dũng, G.V.Khiêm, P.P. Tinh (2016) *Phân tích khung BTCT có tường chèn sử dụng mô hình hai thanh chống không song song*. Tuyển tập công trình hội nghị khoa học toàn quốc Cơ học vật rắn biến dạng lần thứ XII, Đà Nẵng, 6-7/8/2015. Tập 1, 313-320
7. Canadian Standards Association CSA S304.1-04 (2004), *Design of Masonry Structure*.
8. Chrysostomou C.Z. *Effect of Degrading Infill Walls on the Nonlinear Seismic Response of Two Dimensional Steel Frame*. Ph.D. Thesis, Cornell University, 1991
9. Crisafulli F. J. (1997) *Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills*. PhD. Thesis, University of Canterbury.
10. Crisafulli F.J., Carr A.J. (2007) *Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures*. Bulletin of the Newzealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 40, No. 2, Jul. 2007.
11. Dawe J.L., Seah C.K. (1989) *Behaviour of Masonry Infilled Steel Frames*. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 16, pp. 865-876
12. Dolsek M., Fajfar P. (2008) *The effect of masonry infills on the seismic response of a four storey reinforced concrete frame – a probabilistic assessment*. Engineering Structures 30, 3186-3192.
13. El-Dakhkhni W.W. (2002) *Experimental and Analytical Seismic Evaluation of Concrete Masonry-Infilled Steel Frames Retrofitted using GFRP Laminates*. PhD thesis, Drexel University.
14. FEMA 356 (2000), *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, American Society of Civil Engineers (ASCE).
15. Fiore A., Netti A., Monaco P. (2012) *The influence of masonry infill on the seismic behaviour of RC frame building*. Engineering Structures 44, pp. 133-145
16. Holmes M. (1961) *Steel frames with brickwork and concrete infilling*. ICE Proc., 19(4) 473-478.
17. Klingner R.E., Bertero V.V. (1976) *Infilled Frames in Earthquake Resistant Construction*. Rep. No. EERC 76-32, Univ. of California, Berkeley, CA.
18. Liauw T.C., Kwan K.H. (1984) *Nonlinear behaviour of non-integral infilled frames*. Comput. Struct., 18, 551-560
19. Mainstone R.J. (1971) *On the stiffness and strength of infilled frames*. Proc., ICE Suppl., Vol. 4, Building Research Station, Garston, UK, 57-90
20. Nemati F. *Macro Model for Solid and Perforated Masonry Infill Shear Walls*. PhD thesis, University of Louisville, Louisville, KY, 2015.
21. Papia M., Russo G., Zingone G. (1988) *Behaviour of Infilled Frames with Openings Stiffened by Surrounding Frames*. Proc. of 9th Word Conf. on Earthquake Eng. Tokyo, Japan, Vol. VII, pp. 457-462
22. Pauley T., Pritsley M.J.N. (1992) *Seismic design of reinforced concrete and masonry building*. Wiley, New York, 774
23. Polyakov S.V (1960), "On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loading in the plane of the wall", *Translations in Earthquake Engineering Research Institute*. EERI, San Francisco, 36-42.
24. Saneinejad A. (1990) *Non-linear analysis of infilled frames*. PhD thesis, University of Sheffield.
25. Sevil T. *Seismic Strengthening of Masonry Infilled RC Frames with Steel Fibre Reinforcement*. PhD thesis, Middle East Technical University, 2010
26. Smith B.S. (1962) *Lateral stiffness of infilled frames*. J. Struct. Div., 88(6), 183-199
27. Smith B.S., Carter C. (1969) *A method of analysis for infilled frames*. ICE Proc., 44(1), 31-48.
28. Syrmakezis C.A., Vratsanou V.Y. (1986) *Influence of Infill Walls to RC Frames Response*. Proceedings of 8th European Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, Vol. 3, pp 47-53
29. P. P. Tinh, N.N.Nam (2017) *Một số mô hình phân tích khung BTCT có tường chèn*. Báo cáo tổng kết kết quả đề tài nghiên cứu khoa học cấp trường, đại học Kiến Trúc Hà Nội.

Hiệu quả của dầm thép tổ hợp hàn tiết diện chữ I cánh rỗng

Effect of welded built-up I-section beam with hollow flange

Vy Sơn Tùng, Bùi Hùng Cường

Tóm tắt

Bài báo đưa ra các công thức giải tích để tính các đặc trưng hình học của dầm thép tiết diện chữ I tổ hợp hàn cánh trên rỗng. Bài báo cũng trình bày các công thức kiểm tra mất ổn định tổng thể dầm theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu thép của châu Âu (EC3). Một ví dụ được thực hiện để làm rõ cách tính toán áp dụng cho tiết diện chữ I cánh rỗng và nêu bật được ưu điểm của loại tiết diện này so với tiết diện chữ I thông thường trong thực tế thiết kế.

Từ khóa: Tiết diện chữ I cánh rỗng, Ổn định tổng thể của dầm thép, Tiết diện kín-hở.

Abstract

This paper presents a set of analytical formulas to determine section properties of a mono-symmetrical I-section beam with hollow flange. The paper presents also formulas for verifying the lateral buckling condition of the beam according to Eurocode 3. An example is performed to bring out the calculation and highlight advantages of this kind of section in comparison with the normal I-section in practical design of steel structures.

Keywords: I-section with hollow flange, Lateral buckling of steel beam, Opened-closed section.

KS. Vy Sơn Tùng

Khoa Xây dựng DD&CN
Trường Đại học Xây dựng
Email: tungvs@nuce.edu.vn

PGS.TS. Bùi Hùng Cường

Khoa Xây dựng DD&CN
Trường Đại học Xây dựng
Email: cuongbh@nuce.edu.vn

1. Tổng quan

Hiện nay tại Việt Nam, kết cấu thép được sử dụng trong các công trình nhà dân dụng và công nghiệp. Khi thiết kế các công trình này, các kĩ sư thường lựa chọn dầm thép có tiết diện I. Tuy vậy, việc thiết kế dầm thép thường gặp các vấn đề về ổn định tổng thể mà giải pháp xử lý là bổ sung hệ giằng hoặc hệ dầm phụ. Những giải pháp này tồn kém về vật liệu và nhân công thi công. Từ thực tiễn đó, tiết diện I tổ hợp hàn có cánh trên rỗng đã được các tác giả Bùi Hùng Cường và Nguyễn Minh Tuyền [1] nghiên cứu và chỉ ra những ưu điểm của loại tiết diện này khi tính toán mất ổn định xoắn uốn.

Dầm thép tiết diện chữ I cánh trên rỗng có thể được thiết kế theo EC3 và áp dụng trong nhiều loại cấu kiện khác nhau như dầm cầu trục, dầm trong khung nhà dân dụng kết cấu thép, trong nhà công nghiệp, trong khung nhà kết cấu liên hợp... Tuy nhiên, hiện nay chưa có công thức giải tích để xác định các đặc trưng hình học khi mất ổn định xoắn uốn của tiết diện dầm chữ I cánh rỗng, điều này gây trở ngại cho việc áp dụng của các kĩ sư.

2. Khả năng chịu uốn của dầm thép theo điều kiện ổn định tổng thể của EC3

Điều kiện ổn định tổng thể của dầm thép:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad (1)$$

Trong đó: M_{Ed} là mômen uốn trong dầm thép gây ra do tải trọng.

$M_{b,Rd}$ là khả năng chịu uốn của dầm thép theo điều kiện ổn định tổng thể.

Giá trị $M_{b,Rd}$ được xác định theo công thức:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_x \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (2)$$

Trong đó:

$W_x = W_{pl,x}$ đối với thép tiết diện loại 1 và tiết diện loại 2. (3)

χ_{LT} là hệ số giảm khả năng chịu uốn của dầm do mất ổn định tổng thể.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \quad \text{và} \quad \chi_{LT} \leq 1 \quad (4)$$

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \lambda_{LT}^2 \right] \quad (5)$$

$$\lambda_{LT} \text{ là độ mảnh ổn định tổng thể của dầm: } \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_x f_y}{M_{cr}}} \quad (6)$$

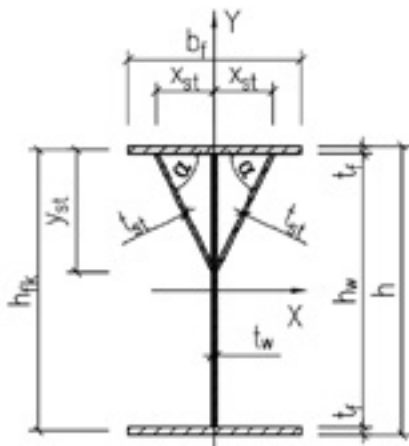
Đối với loại tiết diện I tổ hợp hàn có tỷ số $h/b > 2$ và các dạng tiết diện có hình dạng phức tạp, ta áp dụng phương pháp an toàn: $\beta = 1$, $\lambda_{LT,0} = 0.2$, $\alpha_{LT} = 0.76$.

Để tính giá trị mômen tới hạn M_{cr} , bài báo sử dụng các kết quả nghiên cứu của tác giả Trahair và các cộng sự [2] vì tính tổng quát, có thể áp dụng cho các trường hợp gặp trong thực tế thiết kế. Theo đó, công thức mômen tới hạn là:

$$M_{cr} = M_{cr,0} \alpha_m \left[\sqrt{1 + \left(\frac{0.4 \alpha_m y_Q N_{cr,y}}{M_{cr,0}} \right)^2} + \frac{0.4 \alpha_m y_Q N_{cr,y}}{M_{cr,0}} \right] \quad (7)$$

α_m là hệ số ảnh hưởng do phân bố lực trên dầm:

$$\alpha_m = \frac{1.75 M_{\max}}{\sqrt{(M_2^2 + M_3^2 + M_4^2)}} \leq 2.5 \quad (8)$$



Hình 1. Tiết diện I cánh trên rỗng

$M_{\max}$ là giá trị mômen lớn nhất, M_2 , M_3 và M_4 lần lượt là mômen ở 1/4, 1/2 và 3/4 nhịp.

y_0 : là khoảng cách từ tâm xoắn (tâm cắt) của tiết diện dầm đến điểm đặt lực. Chiều dương được lấy là chiều của lực tác dụng.

$N_{cr,y}$ là lực nén tới hạn của tiết diện.

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E I_y}{L^2} \quad (9)$$

L là chiều dài nhịp, I_y là mômen quán tính quanh trục yếu của dầm.

$M_{cr,0}$ là giá trị mômen tới hạn cơ sở, được xác định theo các công thức sau:

Đối với tiết diện có hai trục đối xứng:

$$M_{cr,0} = \sqrt{\frac{\pi^2 E I_y}{L^2} \left(G I_t + \frac{\pi^2 E I_w}{L^2} \right)} \quad (10)$$

Đối với tiết diện chỉ có một trục đối xứng:

$$M_{cr,0} = \sqrt{\frac{\pi^2 E I_y}{L^2} \left[\sqrt{G I_t + \frac{\pi^2 E I_w}{L^2} + \left(\frac{\beta_y}{2} \sqrt{\frac{\pi^2 E I_y}{L^2}} \right)^2} + \frac{\beta_y}{2} \sqrt{\frac{\pi^2 E I_y}{L^2}} \right]} \quad (11)$$

Với β_y là hệ số ảnh hưởng đối với tiết diện chỉ có một trục đối xứng:

$$\beta_y = \frac{1}{I_x} \int_A (x^2 y + y^3) dA - 2(y_M - y_C) \quad (12)$$

3. Công thức giải tích các đặc trưng hình học của tiết diện chữ I cánh rỗng

Các tác giả Bùi Hùng Cường, Nguyễn Minh Tuyền [1] đã nghiên cứu về loại tiết diện này với các sườn chống xiên nghiêng 45° nhưng chưa đưa ra các công thức giải tích để xác định các đặc trưng hình học. Phát triển tiếp nghiên cứu trên, chúng tôi đã dựa trên các lý thuyết về thanh thành mỏng của Vlasov [3], Karman & Christensen [4], Murray [5] để thiết lập được công thức giải tích cho các đặc trưng hình học của tiết diện chữ I cánh rỗng.

Các công thức để xác định các đặc trưng hình học cho tiết diện chữ I tổ hợp hàn có cánh trên rỗng (Hình 1) được

trình bày cụ thể như sau:

Diện tích chứa tiết diện, A :

$$A = 2b_f t_f + h_{fk} t_w + \frac{2x_{st} t_{st}}{\cos \alpha} \quad (13)$$

Mômen quán tính quanh trục hoành, I_x :

$$I_x = I_c - \frac{\left(\frac{x_{st}^2 t_{st} \tan \alpha}{\cos \alpha} + \frac{h_{fk}^2 t_w}{2} + h_{fk} t_f b_f \right)^2}{2b_f t_f + h_{fk} t_w + \frac{2x_{st} t_{st}}{\cos \alpha}} \quad (14)$$

$$I_c = \frac{1}{3} \left(2 \frac{x_{st}^3 t_{st} \tan^2 \alpha}{\cos \alpha} + h_{fk}^3 t_w + 3h_{fk}^2 b_f t_f \right) \quad (15)$$

Mômen quán tính quanh trục yếu, I_y :

$$I_y = \frac{1}{3} \left(\frac{b_f^3 t_f}{2} + \frac{2x_{st}^3 t_{st}}{\cos \alpha} \right) \quad (16)$$

Mômen quán tính quẹt, I_w :

$$I_w = I_{wx} - \frac{I_{wy}^2}{I_y} \quad (17)$$

$$I_{wx} = \frac{t_{st}^2 x_{st}^4 \sin^2 \alpha}{3(t_{st} \cos \alpha + t_f)^2} \left[t_f (3b_f - 4x_{st}) + \frac{2x_{st} t_{st}}{\cos \alpha} \right] + \frac{b_f^3 h_{fk}^2 t_f}{12} \quad (18)$$

$$I_{wy} = \frac{t_{st} x_{st}^2 \sin \alpha}{6(t_{st} \cos \alpha + t_f)} \left[t_f \left(2x_{st}^2 - \frac{3b_f^2}{2} \right) - \frac{4x_{st} t_{st}}{\cos \alpha} \right] - \frac{b_f^3 h_{fk} t_f}{12} \quad (19)$$

Mômen quán tính xoắn, I_t :

$$I_t = \frac{2x_{st}^3 t_{st} t_f \sin^2 \alpha}{(t_{st} \cos \alpha + t_f) \cos \alpha} + \frac{2t_f^3 (b_f - x_{st}) + t_w^3 (h_{fk} - x_{st} \tan \alpha)}{3} \quad (20)$$

Khoảng cách tâm cánh trên đến trọng tâm tiết diện, y_c :

$$y_c = \frac{\frac{x_{st}^2 t_{st} \tan \alpha}{\cos \alpha} + \frac{h_{fk}^2 t_w}{2} + h_{fk} t_f b_f}{2b_f t_f + h_{fk} t_w + \frac{2x_{st} t_{st}}{\cos \alpha}} \quad (21)$$

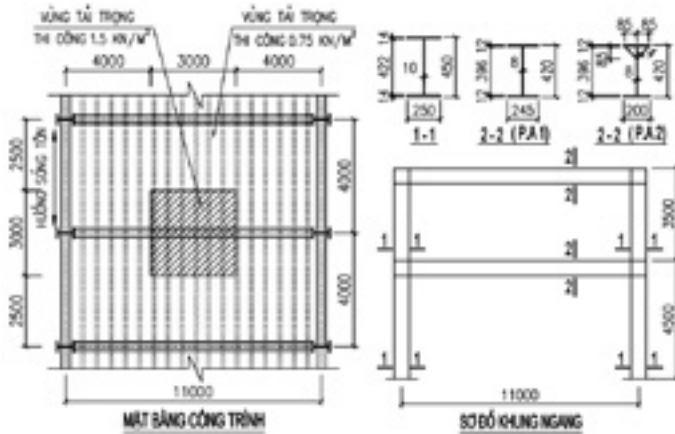
Khoảng cách tâm cánh trên đến tâm xoắn tiết diện, y_M :

$$y_M = -\frac{I_{wy}}{I_y} \quad (22)$$

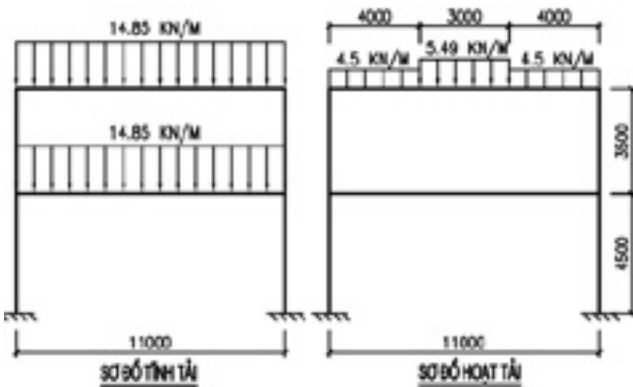
Hệ số ảnh hưởng với tiết diện đối xứng một phương, β_y :

$$\beta_y = \frac{I_\beta}{I_x} - 2(y_M - y_C) \quad (23)$$

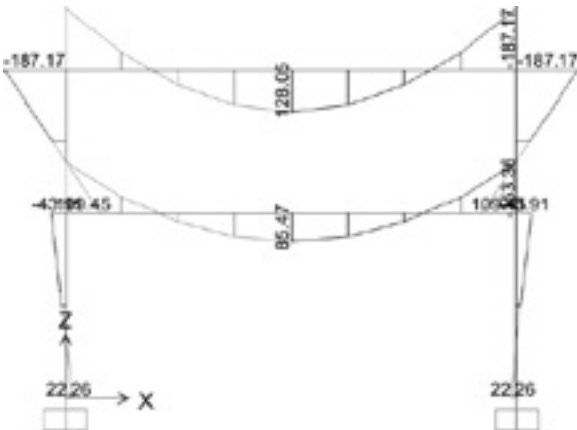
$$I_\beta = b_f t_f \left[(h_{fk} - y_c)^3 - y_c^3 + \frac{(h_{fk} - 2y_c) b_f^2}{12} \right] + \left[(h_{fk} - y_c)^4 - y_c^4 \right] \frac{t_w}{4} + \frac{x_{st} t_{st}}{2 \cos \alpha} \left[y_{st}^3 - 4y_c y_{st}^2 + 6y_c^2 y_{st} - 4y_c^3 + \frac{(y_{st} - 4y_c) x_{st}^2}{3} \right] \quad (24)$$



Hình 2. Thiết kế công trình kết cấu thép 2 tầng, 1 nhịp



Hình 3. Sơ đồ tải trọng thiết kế chất lên khung ngang



Hình 4. Biểu đồ momen (PA2)

Mômen kháng uốn dẻo, $W_{pl,x}$:

Nếu $y_{PL} < h - t_f - x_{st} \tan \alpha$ thì:

$$y_{PL} = \frac{h}{2} + \frac{x_{st} t_{st}}{t_w \cos \alpha} \quad (25)$$

$$W_{pl,x} = b_f t_f (h - t_f) + \frac{t_w [(y_{PL} - t_f)^2 + (h - y_{PL} - t_f)^2]}{2} + \frac{2 x_{st} t_{st} (h - y_{PL} - t_f - 0.5 x_{st} \tan \alpha)}{\cos \alpha} \quad (26)$$

Nếu $y_{PL} > h - t_f - x_{st} \tan \alpha$ thì:

$$y_{PL} = \frac{2 t_{st} \left[\frac{2h - t_f}{\sin \alpha} - \frac{x_{st}}{\cos \alpha} \right] + h t_w}{2 t_w + \frac{4 t_{st}}{\sin \alpha}} \quad (27)$$

$$W_{pl,x} = b_f t_f (h - t_f) + \frac{t_w [(y_{PL} - t_f)^2 + (h - y_{PL} - t_f)^2]}{2} + \frac{[(h - y_{PL} - t_f)^2 + (x \tan \alpha - h + y_{PL} + t_f)^2] t_{st}}{\sin \alpha} \quad (28)$$

4. Ví dụ tính toán

Thiết kế một công trình có sử dụng kết cấu liên hợp thép - bê tông (hình 2) với vật liệu thép S235. Cột thép tiết diện I-450x250x10x14 liên kết với dầm liên hợp. Người thiết kế cân nhắc 2 phương án (PA) cho cấu kiện dầm: (PA1) là tiết diện chữ I thông thường còn (PA2) là tiết diện chữ I có cánh trên rộng. Sàn liên hợp có chiều dày trung bình là 110mm. Liên kết chân cột là ngàm, liên kết cột - dầm là cứng. Xét trường hợp là công trình đã thi công sàn tầng 2 và hiện đang thi công sàn mái. Tải trọng tác dụng gồm: trọng lượng bản thân kết cấu thép, trọng lượng bê tông tươi và tải trọng thi công. Tải trọng thi công được lấy như sau: tải trọng với giá trị 150daN/m² được chất lên diện tích 3mx3m của sàn mái ở vị trí bất lợi nhất. Phần diện tích sàn còn lại chất tải 75 daN/m².

Thiết kế dầm thép theo PA2 dùng tiết diện chữ I cánh rộng ($L = 11m$)

Các thông số của vật liệu: $E = 205000 \text{ N/mm}^2$, $G = 78846 \text{ N/mm}^2$, $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$.

Sử dụng các công thức trong mục 3, dễ dàng tính được các thông số đặc trưng hình học của tiết diện như sau: $A = 9026 \text{ mm}^2$, $I_x = 268023928 \text{ mm}^4$, $I_y = 18316010 \text{ mm}^4$, $I_t = 2998975 \text{ mm}^6$, $I_w = 693054107465 \text{ mm}^6$, $W_{pl,x} = 1413471 \text{ mm}^3$, $y_C = 186.79 \text{ mm}$, $y_M = 187.11 \text{ mm}$, $\beta_y = 35 \text{ mm}$.

Từ hình 3, các giá trị momen tại dầm mái dùng cho công thức (8) là: $M_{\max} = 187.20 \text{ kNm}$; $M_2 = M_4 = 48.04 \text{ kNm}$ và $M_3 = 128.12 \text{ kNm}$. Từ đó, suy ra: $\alpha_m = 2.26$.

Áp dụng công thức (11): $M_{cr,0} = 280.97 \text{ kNm}$.

Lưu ý: với PA1, dùng công thức (10) thay (11).

Áp dụng công thức (9): $N_{cr,y} = 306.27 \text{ N}$.

Do tải trọng chất ở cánh trên nên:

$y_Q = -y_M = -0.18711 \text{ m}$.

Áp dụng công thức (7): $M_{cr} = 528.41 \text{ kNm}$.

(xem tiếp trang 60)

Nghiên cứu ảnh hưởng của độ lệch tâm tại vị trí nối chồng đến độ ổn định của thanh cánh thép tiết diện góc đơn

Studying the influence of eccentricity at overlapping connections on the stability of single angle chords of the steel tower

Phạm Thanh Hùng

Tóm tắt

Thép có chiều cao nhỏ thường được cấu tạo từ các thanh thép góc đơn, chúng có hai mặt phẳng vuông góc với nhau nên dễ liên kết với nhau. Tuy nhiên, vì chiều cao tháp thép lớn nên các thanh cánh phải nối, các thanh cánh có thể nối chồng trực tiếp (nối so le) hay nối thông qua các bản tấp thép. Liên kết chồng tạo nên sự lệch trục của hai thanh cánh tham gia vào liên kết. Sự lệch trục này gây thêm mô men uốn cục bộ tác dụng lên thanh cánh tại vị trí mỗi nối. Bài báo này giới thiệu việc kiểm tra thanh cánh có kể đến mô men uốn tại vị trí nối so le và khảo sát ảnh hưởng của độ lệch tâm do nối chồng thanh cánh đến ổn định của thanh theo tiêu chuẩn Nga (SNiP II-23-81*).

Từ khóa: Tháp thép, thép góc, liên kết chồng.

Abstract

Single angle steels are the ideal candidates for constructing the low-rise steel towers thanks to its simplicity in connection. Since the excessive lengths are often required for the chords using the steel towers, it can assemble by combining several single angle steel components via an overlapping connection or thru a cover steel plate. Due to the effects of overlapping connection, the eccentricity problems may arise in the joining members which would introduce additional local bending moments to the components at the connecting locations. In this paper, the Russian Standard (SNiP II-23-81*) was used to perform the design check for the chords with considering the additional bending momen at the overlapping connection and studying the influence of eccentricity at overlapping connections on the stability of single angle chords of the steel tower.

Keywords: Steel tower, steel angle, overlapping connection.

TS. Phạm Thanh Hùng

Khoa Xây dựng,

Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Email: phamthanhhung.hau@gmail.com

ĐT: 0948691886

1. Đặt vấn đề

Hiện nay, các công trình tháp thép ngày càng phổ biến, thường được dùng làm tháp truyền hình, cột đường dây tải điện, cột ăng ten vô tuyến, cột giàn khoan... Kết cấu của tháp thường là hệ không gian ba mặt trở lên, được cấu tạo từ các thanh cánh và thanh bụng. Tiết diện thanh thường được sử dụng là thép góc, thép ống, thép hình chữ I hay tổ hợp từ các thép góc. Với các loại tháp thép chiều cao thấp và vừa thì tiết diện thép góc đơn (L) được sử dụng phổ biến nhất.

Tại vị trí nối chồng (so le) thanh cánh, lực dọc tác dụng lên tiết diện 1 và 2 (hình 2) có sự lệch trục gây ra mô men uốn tại vị trí này.

Việc tính toán thanh cánh theo TCVN [3,5], hiện nay chưa đề cập cụ thể đến việc xác định mô men do độ lệch trục gây ra. Theo tiêu chuẩn Nga (SNiP II-23-81*) [2] việc tính toán thanh cánh đã tính đến ảnh hưởng của các yếu tố gây ra mô men do sự lệch trục trong thanh cánh. Trong giới hạn nội dung bài báo, sẽ trình bày cách kiểm tra ổn định cho thanh cánh tiết diện thép góc đơn của tháp có các thanh giằng bố trí đối xứng trên các mặt khi kể đến độ lệch trục tại vị trí nối chồng theo tiêu chuẩn Nga.

2. Tính toán các thanh cánh trong dốt có mối nối thanh cánh

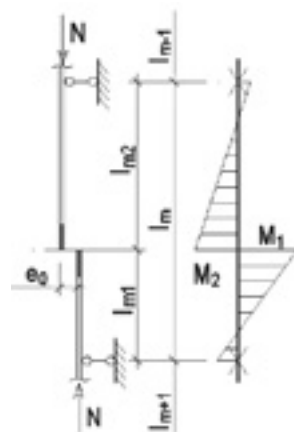
Khi tính toán thanh cánh trong dốt có mối nối, phải tính toán kiểm tra các điều kiện: Ổn định các thanh cánh chịu nén; độ bền của thanh cánh chịu nén và độ bền của các bản tấp mối nối (nếu mối nối sử dụng bản tấp).

Các thanh cánh chịu nén làm từ thép góc đơn với mối nối so le hoặc mối nối được làm từ các bản tấp thép góc, cần được tính như cấu kiện chịu nén lệch tâm:

$$\frac{N}{\varphi_e A} \leq f_{\gamma_c} \quad (1)$$

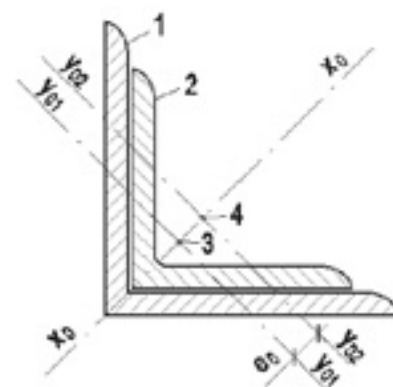
Trong đó:

N - lực dọc tính toán trong thanh; A - diện tích nguyên của tiết diện; f - cường độ tính toán của thép; $\gamma_c = 1,0$ - hệ số điều kiện làm việc; φ_e - hệ số, xác định theo



Hình 1. Sơ đồ tính của thanh cánh khi hệ giằng bố trí đối xứng trên các mặt

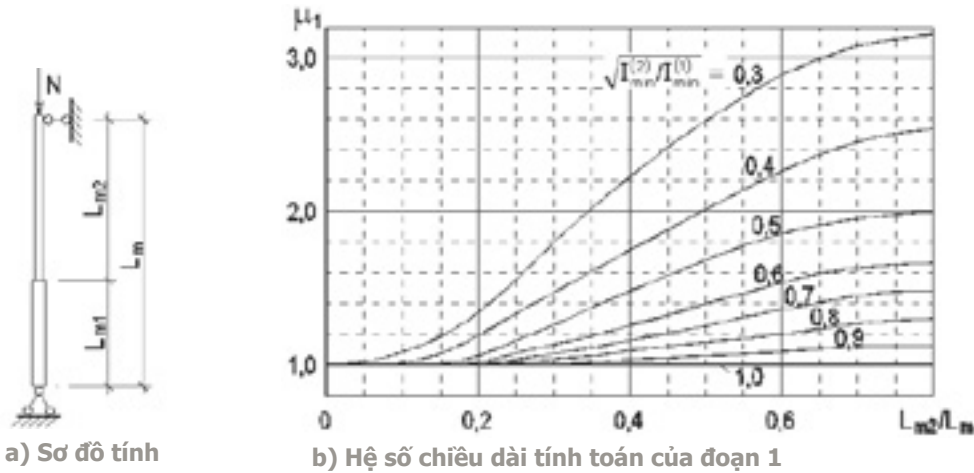
1,2 - các thanh thép góc



Hình 2. Mặt cắt ngang tại vị trí mỗi nối

1, 2 - tiết diện thép góc;

3, 4 - trọng tâm của tiết diện 1, 2



Hình 3. Đồ thị xác định chiều dài tính toán của đoạn thanh một bậc hai đầu khớp [1]

bảng 74 [2] hoặc bảng II.2 [4], phụ thuộc vào độ mảnh quy ước $\lambda = \lambda \sqrt{f/E}$ và độ lệch tâm quy đổi $m_e = \eta m$, khi đó hệ số ảnh hưởng của hình dạng $\eta = 1,0$. Giá trị của φ_e cần lấy không lớn hơn $0,95\varphi$ cho mỗi nối bu lông với bản thép một phía và không lớn φ cho với tất cả các dạng mối nối còn lại (φ - hệ số uốn dọc xác định theo bảng 72 [2] hoặc bảng II.1 [4]). Độ mảnh λ và độ lệch tâm tương đối m cần xác định phụ thuộc vào mối nối cụ thể.

Trong tháp dạng giàn với các thanh giằng bố trí đối xứng trên các mặt tháp và mối nối trong giới hạn của đoạn tháp, việc tính toán thanh cánh cần được thực hiện phù hợp với sơ đồ tính toán (hình 1). Phân bố mô men do nén lệch tâm giữa các thép góc liên kết vào mối nối cho phép lấy như dầm liên tục ba nhịp.

Các độ lệch tâm tương đối cần được xác định theo công thức của tài liệu [1]:

$$m_1 = e_0 k \frac{A^{(1)} x_1}{I_{min}^{(1)}}; \quad m_2 = e_0 (1-k) \frac{A^{(2)} x_2}{I_{min}^{(2)}}; \quad (2)$$

Trong đó: e_0 - khoảng cách giữa trọng tâm các thép góc được nối (hình 2); k - phần mô men do độ lệch tâm của lực dọc trong mối nối tác dụng lên thép góc 1 (hình 1); $A^{(1)}, A^{(2)}$ - diện tích tiết diện nguyên của thép tiết diện góc 1 và 2; x_1, x_2 - khoảng cách từ các trục y_{01} và y_{02} đến thớ chịu nén nhiều hơn trong các thép góc 1 và 2; $I_{min}^{(1)}, I_{min}^{(2)}$ - tương ứng là các mô men quán tính nhỏ nhất của tiết diện 1 và 2, nếu các thép góc được nối có tiết diện khác nhau thì thép góc có tiết diện lớn hơn quy định là thép góc 1.

Hệ số k được xác định theo công thức sau [1]:

$$k = \frac{\delta_{1p} \delta_{22} - \delta_{2p} \delta_{12}}{\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12}^2} \quad (3)$$

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} &= \chi_1 + \chi_2 + \vartheta_1 + \vartheta_2; \\ \delta_{22} &= L_{m1}^2 (\chi_1 / 3 + \vartheta_1) + L_{m2}^2 (\chi_2 / 3 + \vartheta_2); \\ \delta_{12} &= L_{m2} (\chi_2 / 2 + \vartheta_2) - L_{m1} (\chi_1 / 2 + \vartheta_1); \\ \delta_{1p} &= \chi_2 + \vartheta_2; \delta_{2p} = L_{m2} (\chi_2 / 2 + \vartheta_2); \\ \chi_1 &= \frac{L_{m1}}{I_{min}^{(1)}}; \chi_2 = \frac{L_{m2}}{I_{min}^{(2)}}; \vartheta_1 = \frac{L_{m+1}}{3I_{min}^{(1)}}; \vartheta_2 = \frac{L_{m-1}}{3I_{min}^{(2)}} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Trong đó: L_{m1}, L_{m2} - tương ứng là chiều dài của thép góc 1 và 2 trong giới hạn chiều dài của đoạn thứ m chứa mối nối; L_{m+1}, L_{m-1} - tương ứng là chiều dài của các đoạn thứ $m+1$ và

$m-1$ liên kết với nút trên và nút dưới của đoạn thứ m chứa mối nối.

Độ mảnh của thép góc cần xác định theo công thức tổng quát: $\lambda = L_0 / i_{min}$ (5)

Trong đó: $L_0 = \mu L_m$ - chiều dài tính toán của thép góc; i_{min} - bán kính quán tính nhỏ nhất của thép góc.

Hệ số chiều dài tính toán μ_1 của thép góc 1 cần xác định theo đồ thị hình 3, phụ thuộc vào tỉ lệ $I_{min}^{(2)}/I_{min}^{(1)}$ và L_{m2}/L_{m1} .

Hệ số chiều dài tính toán μ_2 của thép góc 2 được xác định theo biểu thức sau:

$$\mu_2 = \mu_1 \sqrt{I_{min}^{(2)} / I_{min}^{(1)}} \quad (6)$$

3. Ảnh hưởng của độ lệch tâm do nối chồng đến độ ổn định của thanh cánh

3.1. Ví dụ tính toán

Tính toán kiểm tra ổn định thanh cánh tại vị trí mối nối so le cho tháp không gian có các mặt bố trí thanh giằng dạng đối xứng.

Mối nối sử dụng liên kết hàn, lực dọc tính toán trong thanh $N = 780 \text{ kN}$, chiều dài đoạn tháp $L_m = 150 \text{ cm}$, chiều dài thép góc 1: $L_{m1} = 90 \text{ cm}$, chiều dài thép góc 2: $L_{m2} = 60 \text{ cm}$, chiều dài các đoạn tháp liền kề $L_{m-1} = L_{m+1} = 150 \text{ cm}$, hình thức mối nối như ở hình 2.

Mối nối thép góc đều cạnh L180x15 và L150x15. Vật liệu thép có $f = 21 \text{ kN/cm}^2$.

Các đặc trưng hình học của thép góc:

L180x15: $A^{(1)} = 52,1 \text{ cm}^2$; $I_{min}^{(1)} = 653 \text{ cm}^4$; $i_{min}^{(1)} = 3,54 \text{ cm}$; $z_0^{(1)} = 4,98 \text{ cm}$;

L150x15: $A^{(2)} = 43,0 \text{ cm}^2$; $I_{min}^{(2)} = 370 \text{ cm}^4$; $i_{min}^{(2)} = 2,93 \text{ cm}$; $z_0^{(2)} = 4,25 \text{ cm}$.

a) Kiểm tra ổn định thép góc 1 và 2 có kể đến độ lệch trục:

Khoảng cách giữa trọng tâm hai thép góc tại mối nối chịu nén:

$$e_0 = \sqrt{2} (d^{(1)} + z_0^{(2)} - z_0^{(1)}) = \sqrt{2} (1,5 + 4,25 - 4,98) = 1,09 \text{ cm}$$

Khoảng cách từ trục $y_0 - y_0$ đến thớ chịu nén nhiều hơn:

Thép góc 1 - cánh chịu nén:

$$x_1 = b^{(1)} / \sqrt{2} - \sqrt{2} z_0^{(1)} = 18 / \sqrt{2} - \sqrt{2} \cdot 4,98 = 5,70 \text{ cm};$$

Thép góc 2 - lưng chịu nén:

Bảng 1. Độ chênh độ ổn định của thanh cánh ($\Delta k_{\text{đd}}$) khi kể đến độ lệch trục và không kể đến độ lệch trục do nối chồng hai thanh cánh có tiết diện khác nhau

Thép góc 1	L125x10	L125x12	L150x10	L150x15	L180x15	L200x16
Thép góc 2	L100x10	L125x8	L125x10	L150x10	L150x15	L180x15
$\Delta k_{\text{đd}}^{(1)}$	-6,3%	-20,8%	-5,5%	-20,8%	-9,7%	-11,9%
$\Delta k_{\text{đd}}^{(2)}$	-7,2%	-17,4%	-5,8%	-17,6%	-10,5%	-11,9%

Bảng 2. Độ chênh độ ổn định của thanh cánh ($\Delta k_{\text{đd}}$) khi kể đến độ lệch trục và không kể đến độ lệch trục do nối chồng hai thanh cánh có tiết diện giống nhau

Thép góc 1	L150x10	L150x15	L180x15	L180x18	L200x16	L200x24
Thép góc 2	L150x10	L150x15	L180x15	L180x18	L200x16	L200x24
$\Delta k_{\text{đd}}^{(1)}$	-15,8%	-23,7%	-19,0%	-23,0%	-17,1%	-24,4%
$\Delta k_{\text{đd}}^{(2)}$	-14,6%	-25,5%	-18,7%	-24,1%	-16,8%	-27,3%

$$x_2 = \sqrt{2}z_0^{(2)} = \sqrt{2} \cdot 4,25 = 5,99\text{cm}.$$

Hệ số chiều dài tính toán $\mu_1 = 1,2$ đối với thép góc 1 xác định theo đồ thị hình 3, phụ thuộc vào hai tham số:

$$\sqrt{I_{\min}^{(2)} / I_{\min}^{(1)}} = \sqrt{370/653} = 0,75 \quad \text{và} \quad L_{m2}/L_m = 60/150 = 0,4.$$

Hệ số chiều dài tính toán thép góc 2 xác định theo (6): $\mu_2 = 1,2 \cdot 0,75 = 0,9$.

Độ mảnh của thép góc xác định theo (5):

$$\lambda^{(1)} = \frac{\mu_1 L_m}{i_{\min}^{(1)}} = \frac{1,2 \cdot 150}{3,54} = 50,8 ;$$

$$\lambda^{(2)} = \frac{\mu_2 L_m}{i_{\min}^{(2)}} = \frac{0,9 \cdot 150}{2,93} = 46,2.$$

Các tham số cần thiết để xác định hệ số k, xác định theo công thức (4):

$$\chi_1 = 90 / 653 = 0,135\text{cm}^{-3};$$

$$\chi_2 = 60 / 370 = 0,162\text{cm}^{-3};$$

$$\vartheta_1 = 150 / (3 \cdot 653) = 0,077\text{cm}^{-3};$$

$$\vartheta_2 = 150 / (3 \cdot 370) = 0,135\text{cm}^{-3};$$

$$\delta_{11} = 0,135 + 0,162 + 0,077 + 0,135 = 0,512\text{cm}^{-3};$$

$$\delta_{12} = 60(0,162 / 2 + 0,135) - 90(0,135 / 2 + 0,077) = -0,120\text{cm}^{-2};$$

$$\delta_{22} = 90^2(0,135 / 3 + 0,077) + 60^2(0,162 / 3 + 0,135)$$

$$= 1673,4\text{cm}^{-1};$$

$$\delta_{\text{tp}} = 0,162 + 0,135 = 0,297\text{cm}^{-3}; \quad \delta_{2p} = 60(0,162 / 2 + 0,135) = 12,97\text{cm}^{-2}.$$

Hệ số phân phối mô men tại mỗi nối xác định theo công thức (3):

$$k = \frac{0,297 \cdot 1673,4 - 12,97(-0,120)}{0,135 \cdot 1673,4 - 0,120^2} = 0,583.$$

Độ lệch tâm tương đối theo công thức (2):

$$m_1 = 1,09 \cdot 0,583 \frac{52,1 \cdot 5,7}{653} = 0,288 ;$$

$$m_2 = 1,09(1 - 0,583) \frac{43 \cdot 5,99}{370} = 0,315$$

Kiểm tra ổn định của thép góc 1:

$$\lambda^{(1)} = 50,84 ;$$

$$\bar{\lambda}^{(1)} = 50,84 \sqrt{\frac{210}{2,1 \cdot 10^5}} = 50,84 \cdot 0,0316 = 1,61 ;$$

$$m_1 = 0,288.$$

Tra bảng 72, 74 [2] hoặc bảng II.1, II.2 [4] được:

$$\varphi^{(1)} = 0,861; \quad \varphi_e^{(1)} = 0,777. \quad \text{Thấy rằng } \varphi_e^{(1)} < \varphi^{(1)}.$$

Kiểm tra thép góc 1 theo (1):

$$\frac{N}{\varphi_e^{(1)} A^{(1)}} = \frac{780}{0,777 \cdot 52,1 \cdot 10^{-4}} = 1,93 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2 = 193 \text{ MPa} < 210 \text{ MPa}.$$

Vậy thép góc 1 thỏa mãn điều kiện ổn định.

Kiểm tra ổn định của thép góc 2:

$$\lambda^{(2)} = 46,2; \quad \bar{\lambda}^{(2)} = 46,2 \cdot 0,0316 = 1,46; \quad m_2 = 0,315.$$

Tra bảng 72, 74 [2] hoặc bảng II.1, II.2 [4] được:

$$\varphi^{(2)} = 0,878; \quad \varphi_e^{(2)} = 0,785. \quad \text{Thấy rằng } \varphi_e^{(2)} < \varphi^{(2)}.$$

Kiểm tra thép góc 2 theo (1):

$$\frac{N}{\varphi_e^{(2)} A^{(2)}} = \frac{780}{0,785 \cdot 43 \cdot 10^{-4}} = 2,31 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2 = 231 \text{ MPa} > 210 \text{ MPa}.$$

Vậy thép góc 2 không thỏa mãn điều kiện ổn định.

b) Kiểm tra ổn định thép góc 1 và 2 không kể đến độ lệch trục:

Việc kiểm tra ổn định của thanh cánh chịu lực trục được xác định theo biểu thức sau [1]:

$$\frac{N}{\varphi A} = f_{yc} \quad (7)$$

Kiểm tra ổn định thanh thép góc 1 và 2 theo công thức (7):

$$\frac{N}{\varphi^{(1)} A^{(1)}} = \frac{780}{0,861 \cdot 43 \cdot 10^{-4}} = 1,74 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2 = 174 \text{ MPa} < 210 \text{ MPa};$$

$$\frac{N}{\varphi^{(2)} A^{(2)}} = \frac{780}{0,878 \cdot 43 \cdot 10^{-4}} = 2,07 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2 = 207 \text{ MPa} < 210 \text{ MPa}.$$

Vậy tiết diện thép góc 1 và 2 thỏa mãn điều kiện ổn định.

Để đánh giá độ ổn định của thanh chịu nén, tiến hành đánh giá theo tham số độ ổn định (k_{od}) được định nghĩa như sau:

$$k_{\text{od}} = \frac{\varphi_e A f_{yc}}{N}; \quad k_{\text{od}} = \frac{\varphi A f_{yc}}{N}; \quad (8)$$

Độ ổn định của thanh chịu nén được đảm bảo khi $k_{\text{od}} \geq 1,0$.

So sánh kết quả tính thấy rằng khi kể đến mô men do lệch trục độ ổn định nhỏ hơn 10,5% so với trường hợp không kể đến mô men do lệch trục. Do đó, trong một số trường hợp, khi kiểm tra thanh cánh bỏ qua độ lệch trục cho kết quả đạt nhưng khi kiểm tra có kể đến độ lệch trục cho kết quả không đạt như trong ví dụ tính toán.

3.2. Khảo sát ảnh hưởng của độ lệch tâm do nổi chổng thanh cánh đến độ ổn định của thanh

Để nghiên cứu ảnh hưởng của độ lệch tâm do nổi chổng đến độ ổn định thanh cánh, tương tự cách tính ví dụ, bài báo khảo sát thêm một số trường hợp có tiết diện thép góc thay đổi. Các trường hợp khảo sát có cùng kích thước chiều dài đoạn tháp $L_m = 150\text{cm}$, chiều dài thép góc 1: $L_{m1} = 90\text{cm}$, chiều dài thép góc 2: $L_{m2} = 60\text{cm}$, chiều dài các đoạn tháp liền kề $L_{m-1} = L_{m+1} = 150\text{cm}$. Kết quả khảo sát cho trong bảng 1 và bảng 2.

Kết quả khảo sát trong bảng 1 cho thấy, khi thay đổi tiết diện, nếu sử dụng hai thanh thép góc có kích thước cạnh khác nhau tạo nên độ lệch tâm bé hơn trong trường hợp sử dụng hai thanh thép góc có kích thước cạnh giống nhau.

Kết quả khảo sát trong bảng 2 cho thấy, chiều dày thép

góc ảnh hưởng nhiều đến độ ổn định của thanh cánh khi tính toán có kể đến độ lệch tâm.

4. Kết luận

Bài báo đã trình bày cách tính toán kiểm tra ổn định thanh cánh trên đoạn tháp, tại đó thanh cánh tiết diện thép góc đơn được nổi chổng có xét đến mô men do sự lệch trục của 2 tiết diện tại mỗi nối. Với việc kể đến ảnh hưởng của mô men do sự lệch thanh cánh thì tính toán có sự làm việc an toàn và sát với thực tế hơn.

Để giảm ảnh hưởng của độ lệch tâm do việc nổi chổng, chỉ nên nổi chổng với tiết diện thay đổi.

Qua một số ví dụ khảo sát thấy rằng khi kể đến độ lệch trục do nổi chổng thì độ ổn định tính toán giảm từ 6,3% (trong trường hợp nổi chổng L125x10 với L100x10) đến 27,3% (trong trường hợp nổi chổng hai thanh góc L200x24). Do vậy, trong tính toán tháp phải kể đến mô men do sự lệch trục gây ra bởi mỗi nổi chổng của thanh cánh./.

Tài liệu tham khảo

1. ПОСОБИЕ, по проектированию стальных конструкций опор воздушных линий (ВЛ) электропередачи и открытых распределительных устройств (ОРУ) подстанций напряжением свыше 1 кВ (к СНиП II-23-81*).
2. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции.
3. TCVN 5575 : 2012. Kết cấu thép - Tiêu chuẩn thiếp kế.
4. Kết cấu thép, Cấu kiện cơ bản, Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật.
5. Kết cấu thép 2, Công trình dân dụng và công nghiệp, Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật.

Hiệu quả của dầm thép tổ hợp hàn...

(tiếp theo trang 56)

Khả năng chịu uốn của dầm thép theo điều kiện ổn định tổng thể, $M_{b,Rd}$ được tính như sau:

Áp dụng công thức (6): $\lambda_{LT} = 0.793$.

Sử dụng phương pháp an toàn: $\beta = 1$; $\lambda_{LT,0} = 0.2$; $\alpha_{LT} = 0.76$.

Áp dụng các công thức (4) và (5), có: $\phi = 1.040$ và $\chi_{LT} = 0.584$.

Áp dụng công thức (2) và lấy $\gamma_M = 1.05$: $M_{b,Rd} = 194.02 \text{ KNm}$.

Giá trị $M_{Ed} = 187.20 \text{ KNm}$. Theo (1), dầm thỏa mãn điều kiện ổn định tổng thể.

Áp dụng tương tự đối với PA1, ta tính được: $A = 9048 \text{ mm}^2$; $M_{b,Rd} = 113.38 \text{ KNm}$ trong khi $M_{Ed} = 185.56 \text{ KNm}$. Dầm không thỏa mãn điều kiện ổn định tổng thể.

5. Kết luận

Trong cùng một sơ đồ kết cấu với nhịp dầm lớn, dầm thép tiết diện I tổ hợp hàn có cánh trên rỗng cho khả năng chống mất ổn định tổng thể tốt hơn nhiều so với dầm thép tiết diện I thông thường. Cụ thể là trong mục 4, tỷ số về khả năng chịu uốn theo điều kiện mất ổn định tổng thể giữa hai loại dầm là: $194.02/113.38 = 1.71$ lần, trong khi đó tỷ số về diện tích tiết diện chỉ là: $9026/9048 = 0.998$. Các công thức giải tích tại mục 3 giúp đơn giản hóa việc tính toán các đặc trưng hình học của dầm thép tiết diện chữ I cánh rỗng, là cơ sở để các kỹ sư áp dụng vào thiết kế./.

Tài liệu tham khảo

1. Bùi Hùng Cường, Nguyễn Minh Tuyền (2016). "Flexural - torsional buckling of mono-symmetrical I-section beam with hollow flange". Tạp chí Khoa học công nghệ Xây dựng, Trường Đại học Xây dựng, Số 31 (English Issue).
2. NS Trahair, MA Bradford, DA Nethercot, L Gardner (2008). "The behaviour and design of steel structures to EC3". Taylor&Francis, London.
3. Vlasov, V.Z. (1961). "Thin-walled elastic beams". Israel Program for Scientific Translations.
4. Von Karman, T. and Christensen, N.B. (1944). "Methods of analysis for torsion with variable twist". J. Aero. Sci. (II), 2, pp.110-124.
5. Murray, N.W. (1984). "Introduction to the theory of thin-walled structures". Clarendon Press.

Mối quan hệ giữa biến thiên độ ẩm với biến đổi các đặc trưng kháng cắt và khối lượng thể tích của đất phong hóa

The relationship between moisture variability with characteristic variations of shear and bulk density of soil weathering

Nguyễn Tiến Dũng, Nguyễn Đức Nguồn

Tóm tắt

Với mục đích làm cơ sở xây dựng quy tắc đánh giá độ tin cậy về ổn định tường chắn dưới áp lực chủ động của khối đất. Bài báo giới thiệu nguyên lý tạo độ ẩm cho mẫu đất trong thí nghiệm xác định chỉ tiêu khối lượng thể tích, chỉ tiêu kháng cắt. Đồng thời, trình bày mối quan hệ của độ ẩm với các chỉ tiêu kháng cắt và khối lượng thể tích của đất phong hóa bằng tập hợp thống kê các kết quả thí nghiệm theo nguyên lý.

Từ khóa: Sườn dốc và tường chắn

Abstract

For the purpose as the basis for establishing a principle for reliability evaluation of stability retaining wall under the pressure of the soil mass initiative. This article introduces the principle of humidifying the soil sample in the laboratory to determine the mass volume, direct shear resistance index. At the same time, present the relationship between moisture content with shear resistance and mass volume of weathering soil were determined by means of a set of experimental results.

Keywords: Slope and retaining wall

Đặt vấn đề:

Khi độ ẩm của đất thay đổi, tỷ lệ giữa các pha rắn, lỏng, khí trong hệ phân tán của đất sẽ thay đổi, đồng thời bề dày màng nước liên kết của hạt biến đổi, sẽ làm liên kết giữa các hạt biến đổi, theo đó khối lượng thể tích của đất và chỉ tiêu kháng cắt biến đổi. Trong khi đó, độ ẩm của đất là chỉ tiêu nhạy cảm nhất trong điều kiện môi trường có khí hậu luôn thay đổi. Bởi vậy, xác lập được quy luật biến đổi của các chỉ tiêu kháng cắt và khối lượng thể tích khi độ ẩm của đất thay đổi sẽ có nhiều ý nghĩa thực tiễn trong đánh giá sự mất ổn định của khối đất. Tuy nhiên, quy luật biến đổi các chỉ tiêu kháng cắt và khối lượng thể tích của đất khi độ ẩm của nó thay đổi, phụ thuộc đồng thời vào nhiều yếu tố đặc trưng cho hệ phân tán như kích thước hình dạng và thành phần khoáng hóa các hạt khoáng v.v... Trong khi đó, các đặc trưng này biến đổi phức tạp trong khối đất và có sự khác nhau giữa các vỏ phong hóa. Do đó, xác lập mối quan hệ tương quan dựa trên kết quả thí nghiệm và lý thuyết xác suất thống kê là cách để có được biểu thức mô tả hệ định lượng mối quan hệ giữa độ ẩm với các chỉ tiêu kháng cắt và khối lượng thể tích, theo đó mỗi một vỏ phong hóa có những quy luật riêng. Sau đây là cơ sở và kết quả xác lập các mối quan hệ.

1. Cơ sở lý thuyết xác lập các mối quan hệ

1.1. Bản chất cơ lý hóa các mối quan hệ của độ ẩm trong đất phong hóa

Đất phong hóa, được cấu thành bởi các hạt khoáng là sản phẩm phong hóa từ đá gốc, bao gồm các hạt keo lẫn trong các hạt mịn đôi khi các tầng phong hóa lõi. Trong đó, hạt keo có kích thước siêu nhỏ và có cấu trúc khoáng vật khác nhau mang lại cho chúng khả năng hấp thụ nước khác nhau. Các khoáng vật có cấu trúc lớp của ô mạng tinh thể như các khoáng vật sét mà tiêu biểu là Monmorinolit, Bentonit ... có khả năng hấp thụ nước rất cao. Khi tham gia vào cấu trúc ô mạng tinh thể nước này làm gia tăng thể tích của hạt khoáng, đồng thời với đường kính siêu nhỏ từ micromet đến nanomet của các hạt khoáng, chúng sẽ có tỷ lệ mặt ngoài rất lớn, theo đó có năng lượng bề mặt rất cao, chính năng lượng bề mặt đã tạo nên sự liên kết giữa các hạt theo bản chất của mối liên kết phân tử trong vật rắn. Phần lớn các hạt khoáng có đặc điểm tích điện mang lại cho chúng khả năng ưa nước, nên nếu gặp nước sẽ hấp thụ tạo thành màng nước bao quanh các hạt. Nước bao quanh các hạt là nước liên kết có quy luật vận động và tồn tại khác biệt với nước trọng lực thông thường. Màng nước bao quanh hạt càng dày năng lượng bề mặt càng giảm. Mỗi một hạt khoáng có thành phần khoáng hóa, đường kính xác định trong một môi trường chất lỏng có độ pH xác định sẽ có một trị giá cực đại của bề dày màng nước liên kết. Khi màng nước liên kết đạt chiều dày cực đại, năng lượng bề mặt của hạt khoáng không còn khả năng liên kết với các hạt khoáng khác, đất ở vào trạng thái chảy với các đặc trưng cơ học của một chất lỏng là mất khả năng kháng cắt. Từ trạng thái chảy, khi nước trong đất mất dần, màng nước mỏng dần, khi đó sẽ xuất hiện trở lại khả năng liên kết giữa các hạt. Nếu đồng thời cùng tồn tại mối liên kết này trong sự tồn tại nước liên kết thì liên kết giữa các hạt sẽ thông qua màng nước, bởi thế liên kết giữa các hạt có tính mềm dẻo và làm cho đất có các đặc trưng của vật rắn có tính dẻo. Màng nước có chiều dày nhỏ nhất mà đất bắt đầu có tính dẻo được xem là chiều dày màng nước liên kết mạnh để phân biệt với chiều dày cực đại liên quan đến trạng thái chảy của đất. Khi màng nước liên kết mất đi hoàn toàn đất sẽ ở trạng thái cứng. Tuy nhiên, trong điều kiện tự nhiên chỉ có phần trên mặt của vỏ phong hóa do có khả năng bốc hơi, nên màng nước liên kết mới có khả năng nhỏ hơn ở bề dày màng liên kết mạnh của nó hay đất ở trạng thái cứng hoàn toàn, ngược lại phần nằm sâu trạng thái cứng ít khi xảy ra

Như vậy, với sự tăng khối lượng nước vào trong đất phong hóa, nước sẽ được tiếp nhận theo ba dạng: trong cấu trúc mạng tinh thể gọi là nước cấu trúc, trong màng liên kết của các hạt khoáng gọi là nước liên kết và trong lỗ hổng giữa các hạt khoáng

ThS. Nguyễn Tiến Dũng

Công ty CP XD 211 Hà Nội,

ĐT: 0913000374,

Email:nguyentindungsd@gmail.com

PGS.TS. Nguyễn Đức Nguồn

Khoa Xây dựng

Trường Đại học Kiến Trúc Hà Nội

ĐT: 0903201380

Email:nguyenducnguồn50@yahoo.com

gọi là nước trọng lực. Nước cấu trúc không thoát ra khỏi ô mạng cấu trúc ở nhiệt độ bay hơi 100°C, nên nó không có trong thành phần của độ ẩm. Giữa các dạng tồn tại của nước ở trong đất, nước trọng lực chỉ hình thành và phát triển khi nước cấu trúc và liên kết đã hoàn chỉnh. Như thế, sự tham gia của nước trọng lực chỉ làm thay đổi trọng lượng của đất mà không ảnh hưởng đến liên kết giữa các hạt, sự thay đổi mối liên kết các hạt khi độ ẩm của đất thay đổi có bản chất là biến đổi bề dày màng nước liên kết, theo đó sự biến thiên độ ẩm của đất với sự biến đổi các chỉ tiêu kháng cắt và khối lượng thể tích của nó không thể là quan hệ tuyến tính mà sẽ có các điểm uốn và cực trị liên quan đến các trạng thái về độ ẩm của đất, các trạng thái đó là: độ ẩm giới hạn chảy và dẻo, độ ẩm bão hòa.

1.2. Lý thuyết xác suất thống kê trong các mối quan hệ của độ ẩm

Nghiên cứu xác lập mối quan hệ tương quan giữa độ ẩm với các chỉ tiêu kháng cắt và khối lượng thể tích, đã có nhiều vấn đề được giải quyết ở các mức độ khác nhau. Các mối quan hệ của độ ẩm trong đất phong hóa có thể được biểu diễn bằng nhiều cách khác nhau, nhưng với mục đích sáng tỏ độ tin cậy về sự chính xác của kết quả tính toán áp lực đất lên tường chắn bằng các chỉ tiêu kháng cắt và khối lượng thể tích theo phương pháp giải tích thì biểu diễn bằng hàm tương quan thực nghiệm sẽ là cách dễ thỏa mãn mục đích yêu cầu.

Cơ sở lý thuyết để xác lập mối quan hệ tương quan là lý thuyết xác suất thống kê, với nền tảng xem giá trị các chỉ tiêu độ ẩm, đặc trưng kháng cắt và khối lượng thể tích là những tập hợp thống kê có phân bố ngẫu nhiên. Theo đó phương trình tương quan thực nghiệm là biểu diễn đường quan hệ trên hệ trục tọa độ XOY trong đó trục OX là các giá trị độ ẩm, trục OY là các giá trị của các chỉ tiêu tương quan với độ ẩm. Trong đó đường quan hệ được định nghĩa đi qua các điểm mà tổng bình phương các khoảng cách từ các điểm đến đường quan hệ là nhỏ nhất. Theo định nghĩa đó phương trình tổng quát của đường quan hệ có thể biểu diễn qua dạng đa thức Chebyshev:

$$y = b_0 P_0(x) + b_1 P_1(x) + \dots + b_n P_n(x)$$

trong đó $P_i(x)$ - hoành độ với xác suất P_i

Đối với quan hệ bậc nhất phương trình có dạng:

$$y = r \frac{S_y}{S_x} (x - x_{tb}) + y_{tb}$$

Trong đó:

S_x - độ lệch bình phương trung bình của tập hợp x,

S_y - độ lệch bình phương trung bình của tập hợp y,

x_{tb}, y_{tb} - tỉ trung bình của các tập hợp x, y tương ứng

r - hệ số tương quan, $-1 < r < 1$, trị tuyệt đối của r càng lớn, quan hệ đó càng chặt, khi $r = \pm 1$ mỗi quan hệ đó trở thành quan hệ hàm số, trong đó r được tính theo công thức sau:

$$r = \frac{1}{S_{x,y} (n-1)} \sum (x - \bar{x})(y - \bar{y})$$

Trong công cụ bảng tính excel việc tính toán các quan hệ tương quan và hệ số tương quan với các dạng quan hệ đã được cài đặt. Do đó, với công cụ excel phổ thông đang được sử dụng rất phổ biến, việc xác định phương trình tương quan kể cả đồ thị của nó và hệ số tương quan trở nên đơn giản và dễ dàng. Tuy nhiên, đánh giá độ tin cậy của các mối quan hệ chưa có sẵn, nhưng có thể tiến hành dựa vào hệ số tương quan bằng phân phối student theo biểu thức

Bảng 1. Bảng thống kê các chỉ tiêu cơ lý của đất

thứ tự	loại đất ls	độ ẩm W	lực dính C	hệ số ma sát tgo	khối lượng thể tích γ	Độ sệt I_p
1	Sét	0,114	0,552	0,290	1,87	-0,66
2		0,20	0,548	0,280	1,91	-0,20
3		0,24	0,541	0,229	1,92	0,00
4		0,28	0,463	0,198	1,94	0,21
5		0,29	0,433	0,191	1,94	0,25
6		0,34	0,400	0,144	1,96	0,50
7		0,38	0,312	0,086	1,96	0,75
8		0,41	0,162	0,082	1,95	0,91
9		0,46	0,182	0,080	1,89	1,17
10		0,50	0,136	0,071	1,84	1,37
11	Sét pha	0,46	0,164	0,069	1,8445	1,29
12		0,20	0,427	0,247	1,9044	-0,20
13		0,24	0,415	0,232	1,9261	0,00
14		0,28	0,389	0,192	1,94	0,25
15		0,30	0,359	0,179	1,9581	0,37
16		0,32	0,324	0,157	1,9982	0,50
17		0,37	0,315	0,110	1,9833	0,75
18		0,38	0,258	0,105	1,98	0,83
19		0,41	0,218	0,079	1,9629	1,00
20		0,42	0,147	0,067	1,9343	1,06
21	Cát pha	0,15	0,412	0,324	1,8982	-0,50
22		0,16	0,352	0,315	1,92	-0,33
23		0,17	0,345	0,249	1,95	-0,20
24		0,18	0,317	0,250	1,98	0,00
25		0,19	0,288	0,248	1,9928	0,17
26		0,20	0,258	0,179	2	0,33
27		0,21	0,25	0,244	2,00	0,50
28		0,23	0,189	0,125	1,9948	0,75
29		0,25	0,179	0,087	1,95	1,17
30		0,27	0,135	0,078	1,948	1,50

$$t_a = |r| \sqrt{n-1}$$

Trong đó t_a hệ số xác suất tin cậy Student

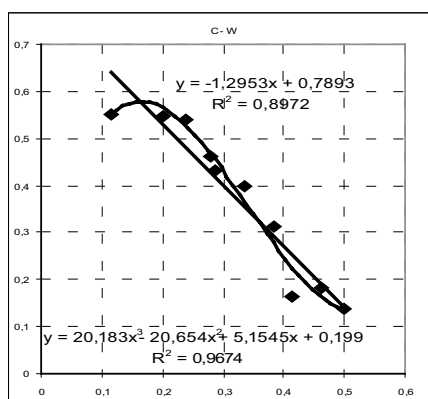
Từ giá trị t_a tính được, nếu tra bảng hệ số xác suất tin cậy Student theo n hoặc dùng hàm Tdist trong bảng tính excel sẽ xác định được xác suất tin cậy.

Theo biểu thức, khi n càng tăng, tức là tập hợp thống kê càng lớn thì độ tin cậy càng cao, tương tự với hệ số tương quan càng lớn hay quan hệ càng chặt thì độ tin cậy càng cao và ngược lại.

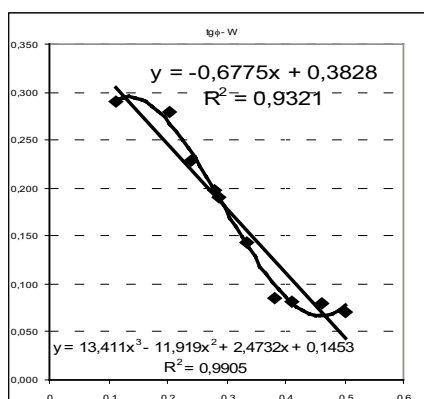
Tóm lại, với bất cứ một tập hợp thống kê nào của độ ẩm với các chỉ tiêu kháng cắt và khối lượng thể tích đều có thể thiết lập được rất nhiều dạng các mối quan hệ tương quan, trong đó có một dạng quan hệ có hệ số tương quan lớn nhất hay chặt nhất. Nhưng quan hệ đó có phản ánh thật sự bản chất cơ lý hóa của mỗi quan hệ còn tùy thuộc vào sự phân tích các yếu tố phụ thuộc mà không nằm trong mối quan hệ được xác lập. Do đó, loại bỏ các yếu tố phụ thuộc hay cô lập chúng bằng cách đồng nhất hóa các biến đổi của chúng là quy tắc thường được áp dụng khi thiết lập và sử dụng các mối quan hệ tương quan. Nội dung cơ bản trong quy tắc đồng nhất là phân chia đối tượng hay tập hợp thống kê của chúng theo những tiêu chí hợp lý nhất.

1.3. Cơ sở lựa chọn mẫu thí nghiệm để xây dựng các tập hợp thống kê

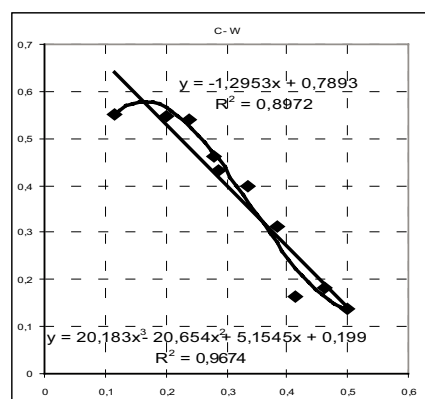
Đất phong hóa là sản phẩm phá hủy đất đá trên bề mặt do sự thay đổi các yếu tố khí hậu của môi trường, khi đó sự phá hủy làm biến đổi thành phần sự nguyên khối của chúng, kết quả là độ bền giảm, thể tích tăng lên. Trong đó, phần bề



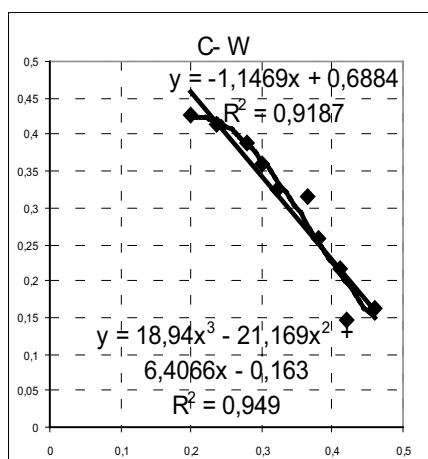
Hình 1.a Quan hệ C- W



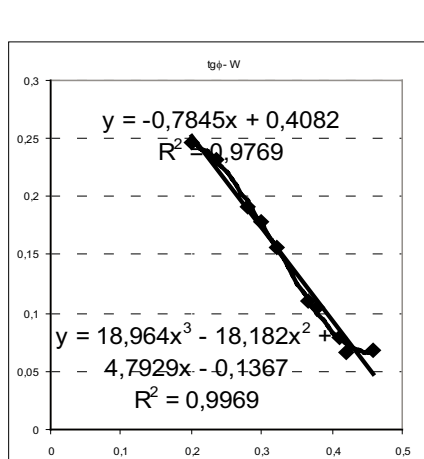
Hình 1.b Quan hệ tgφ-W



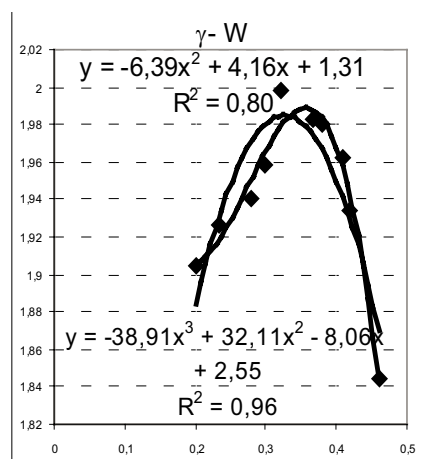
Hình 1.c Quan hệ φ- W



Hình 2.a Quan hệ C- W



Hình 2.b Quan hệ tgφ-W



Hình 2.c Quan hệ γ- W

mặt thường bị biến đổi mạnh mẽ nhất và giảm dần vào bên trong, phân thành ba đới từ ngoài vào trong, theo thứ tự: triệt để, dở dang và đá gốc. Đới phong hóa triệt để là phần ngoài cùng bị phong hóa mãnh liệt nhất và bị tác dụng rửa trôi bề mặt. Tùy theo, đặc điểm môi trường, thành phần đá gốc và địa hình cũng như kiến tạo mà đới ngoài cùng có mức độ phong hóa triệt để khác nhau và được giữ lại hay bị rửa trôi, theo đó đới phong hóa triệt để sẽ có bề dày khác nhau. Ngoài một số trường hợp do tác dụng của nước dưới đất làm cho phong hóa mạnh xảy ra ở bên trong, thì hầu hết phần trên bề mặt phong hóa diễn ra mạnh mẽ nhất, đó là quy luật phổ quát đặc trưng cho tính phân đới của vỏ phong hóa. Trong quy luật đó, có sự khác nhau về vỏ phong hóa giữa vị trí đỉnh với sườn dốc được phân biệt bởi hai nguồn gốc eluvi với deluvi. Eluvi là phong hóa tại chỗ còn deluvi hay sườn tích là sản phẩm phong hóa trên đỉnh được di chuyển xuống. Giữa eluvi với deluvi, không chỉ khác nhau về khoáng hóa mà sự khác nhau mang tính đặc trưng cơ bản là thành phần hạt mịn. Nhưng để phân biệt chúng không đơn giản, thực tế thường căn cứ vào vị trí tồn tại của deluvi trên các dạng địa hình đặc trưng.

Tóm lại, theo thời gian đất trong vỏ phong hóa không trải qua thời kỳ nén chặt như đất trầm tích, trái lại chúng rất ưa nước nên dễ dàng hấp thụ nước và bị trương nở tăng thể tích, trong đó khả năng hấp thụ nước làm tăng thể tích có sự khác nhau giữa các đới và giữa deluvi với eluvi, trong đó deluvi là đới tương có nhiều khả năng hấp thụ nước và tiềm ẩn nhiều nguy cơ mất ổn định trên sườn dốc.

Địa hình sườn dốc chiếm ba phần tư diện tích lãnh thổ ở Việt Nam đặc biệt ở phía Bắc. Địa hình sườn dốc phía Bắc

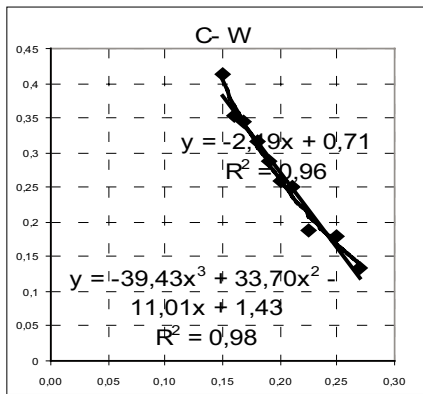
có đặc điểm nguồn gốc và hình thái rất đa dạng. Cấu tạo nên các dạng địa hình này gồm đủ các loại đá trầm tích magma và biến chất. Trong các dạng địa hình sườn dốc thì địa hình cấu tạo bởi các đá trầm tích sét bột kết có diện phân bố rộng nhất, các địa hình cấu tạo bởi đá biến chất nhiệt phiến sét serisit, cũng như đá magma phun trào bazan fœofiarít có diện phân bố không lớn nhưng rải rác ở nhiều nơi, có liên quan đến mất ổn định sườn dốc do tác dụng của mưa bão tức là liên quan đến sự biến đổi độ ẩm của đất.

Như vậy, xét trên các tiêu chí điển hình cho tính rất nhạy cảm và đại diện cho sự phân bố rộng và tính đặc trưng cho các kiểu nguồn gốc, đới tương được lựa chọn để thí nghiệm là phần trên của vỏ phong hóa của các đá sét bột kết, nằm trong phần sườn tích deluvi.

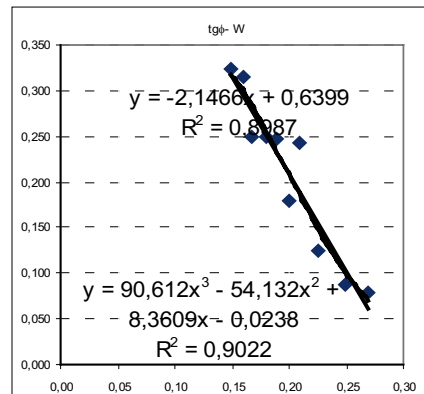
2. Mối quan hệ giữa độ ẩm với chỉ tiêu kháng cắt và khối lượng

2.1. Những vấn đề thí nghiệm xác định các chỉ tiêu cơ lý của đất để thiết lập mối quan hệ.

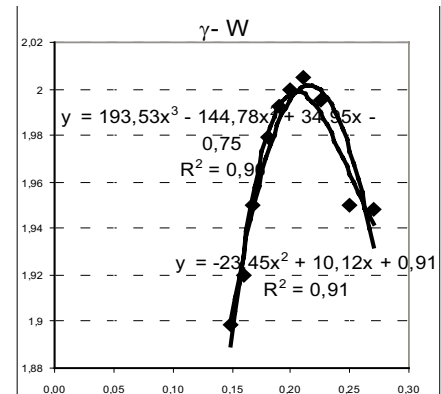
Phần deluvi của vỏ phong hóa có nhiều loại với thành phần hạt khác nhau, song đặc trưng nhất là thành phần hạt mịn được tập hợp thành các loại đất sét, sét pha và cát pha. Nếu xét theo bản chất cơ lý hóa của hệ phân tán thì ở các độ ẩm giới hạn sẽ là những điểm đặc biệt trong mối quan hệ, như thế ngoài các trạng thái bất kỳ, thí nghiệm xác định sức kháng cắt của đất phải tiến hành ở các độ ẩm giới hạn. Bằng thiết bị tạo độ ẩm theo nguyên lý cưỡng bức cùng với dụng cụ đo độ ẩm đất chế tạo tại Nhật Bản cho phép tạo độ ẩm của đất ở mọi trạng thái trong đó các trạng thái giới hạn. Chi tiết tạo độ ẩm giới hạn như sau:



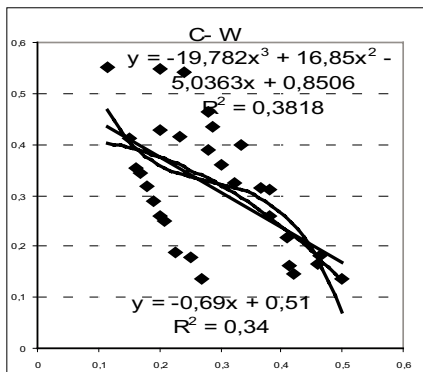
Hình 3.a Quan hệ C- W



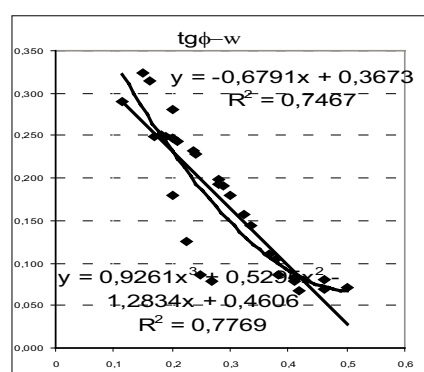
Hình 3.b Quan hệ tgφ-W



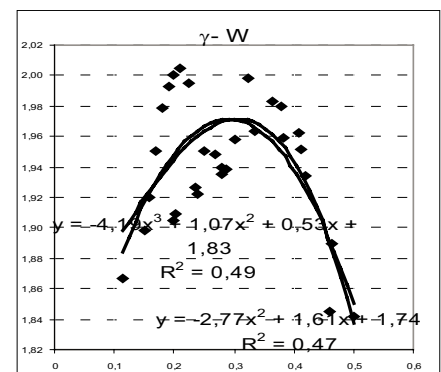
Hình 3.c Quan hệ φ- W



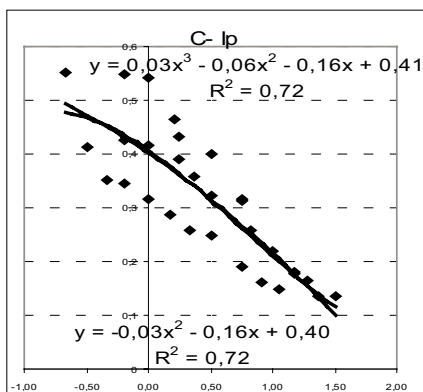
Hình 4.a Quan hệ C- W



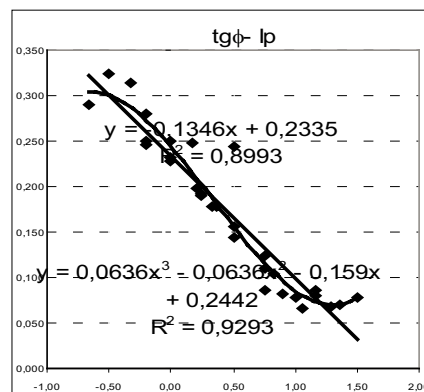
Hình 4.b Quan hệ tgφ-W



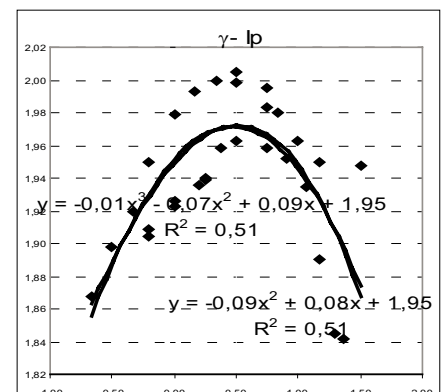
Hình 4.c Quan hệ φ- W



Hình 5a Quan hệ c- I_p



Hình 5.b Quan hệ tgφ- I_p



Hình 5c Quan hệ γ- I_p

Một thời mẫu sau khi đã lấy vào nhiều dao vòng để tiến hành cát phẳng, lấy ra một mẫu đất trong số các mẫu có trong các dao vòng đó, cân xác định khối lượng m_{tn}, sấy khô ở nhiệt độ 105°C xác định được khối lượng đất khô m_k, và lượng nước có trong đó là m_n=m_{tn}-m_k, đồng thời xác định chỉ số dẻo I_s và độ sệt I_p từ một phần đất bất kỳ trong thời mẫu đó. Với các số liệu có được, lượng nước cần đưa vào để mẫu đạt trạng thái dẻo hoặc chảy sẽ được tính toán theo biểu thức:

$$m = m_k (w_m - I_s I_p + 1)$$

Theo công thức trên để đưa một mẫu đất về trạng thái dẻo có độ sệt I_p=0.5 sẽ cần bổ sung vào một khối lượng nước được tính theo công thức:

$$m = m_k (w_m - 0,5 I_s + 1)$$

Và để đưa một mẫu đất về trạng thái dẻo có độ sệt

I_p=0.75 sẽ cần bổ sung vào một khối lượng nước được tính theo công thức:

$$m = m_k (w_m - 0,75 I_s + 1)$$

Từ lượng nước cần bổ sung, sử dụng piston tăng áp đưa nước vào trong đất theo nguyên tắc thấm cho đến khi đạt lượng nước yêu cầu.

Theo nguyên lý và quy trình đó, thí nghiệm xác định các chỉ tiêu để lập các mối quan hệ tương quan đã được tiến hành trong phòng thí nghiệm Địa kỹ thuật của trường Đại học Kiến Trúc Hà Nội.

2.2. Các mối quan hệ của độ ẩm trong đất phong hóa sét bột kết:

Để có số liệu thiết lập các mối quan hệ của độ ẩm đã tiến hành thí nghiệm đất sét bột kết phong hóa trên các từ đá trầm tích lục nguyên sét bột kết trong phần sườn tích deluvi của vỏ phong hóa.

Với số lượng 30 mẫu đất có chỉ số dẻo khác nhau từ sét, sét pha cát pha thí nghiệm ở các độ ẩm khác nhau, trong đó có độ ẩm ở giới hạn dẻo và giới hạn hạn chảy. Từ kết quả thí nghiệm cắt phẳng trên các mẫu ở các độ ẩm đã xây dựng được các tập hợp thống kê như sau:

Từ các tập hợp thống kê, dựa vào các hàm thống kê trong Excel có các quan hệ với độ ẩm như sau:

- Đối với đất sét (hình 1a, 1b, 1c).
- Đối với đất sét pha (hình 2a, 2b, 2c).
- Đối với đất cát pha (hình 3a, 3b, 3c).
- Cho tất cả các loại đất (hình 4a, 4b, 4c).

Từ những quan hệ trên có nhận xét, nếu riêng cho mỗi loại đất sét, sét pha và với cát pha thì các mối quan hệ của độ ẩm với các chỉ tiêu có hệ số tương quan $n > 0.85$ chứng tỏ yếu tố bên ngoài tác động vào quan hệ đó là không đáng kể và quan hệ thể hiện đúng bản chất của hệ phân tán. Nhưng nếu không phân biệt giữa các loại đất thì quan hệ của độ ẩm với các chỉ tiêu có hệ số tương quan thấp. Điều đó cũng phù hợp với bản chất phân tán của đất. Bởi cùng một độ ẩm nhưng chỉ số dẻo khác nhau thì các đặc trưng kháng cắt sẽ khác nhau do năng lượng bề mặt của các hạt khoáng của chúng khác nhau. Do đó để phù hợp với bản chất và hạn chế sự chia nhỏ tập hợp thống kê thì thay vì quan hệ trực tiếp với độ ẩm sẽ thông qua một đại lượng khác để thiết lập mối quan hệ, đại lượng đó là độ sệt I_s của đất. Kết quả của việc xác lập quan hệ của độ sệt với các chỉ tiêu kháng cắt và khối lượng thể tích thể hiện trên biểu đồ trọng các hình 5 như sau:

Áp dụng biểu thức xác định hệ số tin cậy student $t_a = |r| \sqrt{n-1}$ nhận xét về các mối quan hệ như sau:

Giữa các mối quan hệ có sự khác nhau về xác suất tin cậy thể hiện qua độ chặt của chúng.

Có một số một cặp tương quan, quan hệ bậc càng cao xác suất tin cậy của quan hệ đó càng lớn.

Quan hệ với độ ẩm và với độ sệt thì quan hệ với độ sệt chặt hơn. Sự khác nhau này hoàn toàn phù hợp với bản chất của hệ phân tán.

Kết luận:

- Sự mất ổn định sườn dốc theo đó là tăng áp lực khối đất lên tường chắn phụ thuộc vào sự tăng của độ ẩm. Vì thế, dự báo độ tin cậy về ổn định của tường chắn phụ thuộc vào việc dự báo sự thay đổi các chỉ tiêu độ bền và khối lượng thể tích của đất phong hóa trên sườn dốc. Do đó, áp dụng phương pháp thí nghiệm và tham khảo các các quan hệ đã được xác lập, xây dựng cách tiếp cận mới để dự báo áp lực đất lên tường chắn.

- Đất đá là đối tượng có thành phần tính chất biến đổi phức tạp theo không gian, vì thế phân chia đất đá thành các đơn vị thể tích nhỏ hơn đồng nhất là nguyên tắc cơ bản để giải quyết các vấn đề bất đồng nhất trong các bài toán địa kỹ thuật. Tuy nhiên, khi phân chia đất phong hóa trên sườn dốc theo chỉ số dẻo thì số lượng mẫu n sẽ nhỏ đi, ảnh hưởng đến độ tin cậy của giá trị thống kê, hơn nữa công việc sẽ phức tạp hơn. Để giải quyết mâu thuẫn, việc phân chia phải dựa trên bản chất lý hóa của các mối quan hệ và mục đích yêu cầu của bài toán./.

Tài liệu tham khảo

1. V.M. Fridland. Đất và vỏ phong hóa nhiệt đới ẩm, Nhà xuất bản khoa học kỹ thuật (1973).
2. Isik Yilmaz. Gypsum/anhydrite - Some Engineering Problems. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, Volume 60 Number 3 (2001).
3. John A. Franklin, Maurice B. Dusseault. *Rock Engineering applications*. MacGraw-Hill International Edition, Civil Engineering Series (1992).
4. Hasald Crames. *Phương pháp toán học trong thống kê*, bản dịch Tiếng Việt, Nhà xuất bản Khoa học kỹ thuật (1970).
5. E.D. Sukina. *Bản chất cơ lý hóa của hệ phân tán tự nhiên*. Tiếng Nga, Nhà xuất bản Matxcova (1985).

Giải pháp thiết kế, thi công nền móng tháp truyền hình Tokyo SkyTree, Nhật Bản

Design and construction solution of Tokyo SkyTree Television Tower foundation, Japan

Nguyễn Hoàng Long, Nguyễn Công Giang

Tóm tắt

Bài viết cung cấp các thông tin tổng quan về dự án đầu tư xây dựng tháp truyền hình Tokyo SkyTree, đồng thời tập trung làm rõ giải pháp thiết kế, thi công nền móng của tòa tháp. Tọa lạc tại thủ đô Tokyo của Nhật Bản, Tokyo SkyTree cao 634 m là tòa tháp cao nhất thế giới hiện nay. Móng tháp được thiết kế theo phương pháp tường vây ngầm trong đất với 2 phần kết cấu chính: Phần tường tạo thành chân móng có kết cấu liên hợp thép – bê tông cốt thép (SRC) bổ sung thêm mấu, chống lên lớp sỏi chặt tại độ sâu 50 m và Phần tường kết nối các chân móng có kết cấu bê tông cốt thép (RC), chống lên lớp sỏi chặt tại độ sâu 35 m. Các cấu kiện tường vây được thi công thành từng đoạn, các đoạn tường được khớp nối với nhau bằng chốt CWS dạng tấm thép hình lượn sóng. Kết cấu này đảm bảo sự bền vững của tháp trước tác động của gió to và động đất lớn.

Từ khóa: Tokyo SkyTree, thiết kế, thi công, nền móng

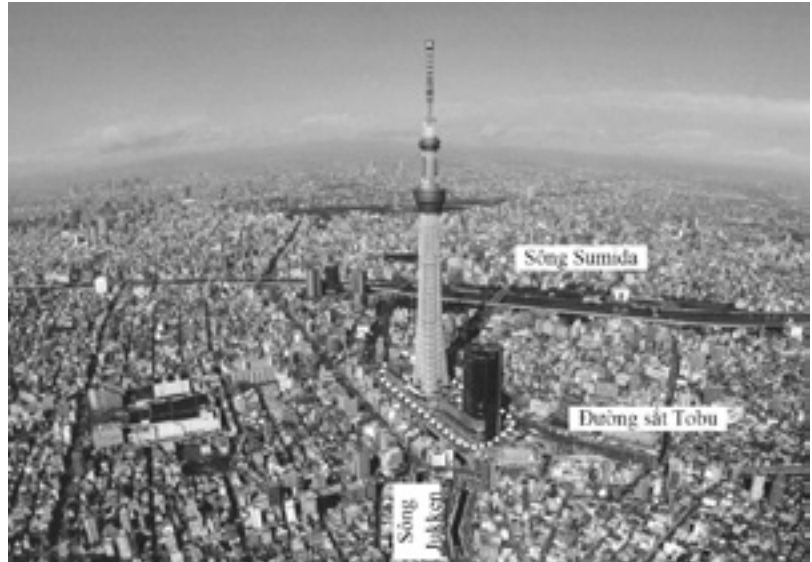
Abstract

This paper provides an overview of the Tokyo SkyTree television tower project and focuses on the design and construction of the tower foundation. Located in Tokyo, Japan, the 634 m high Tokyo SkyTree is the tallest tower in the world today. The foundation of the tower is designed according to the method of Continuous subterranean wall pile foundation with two main structural components: The steel - reinforced concrete (SRC) walls with knuckles which form the foots of the foundation set in the firm gravel layer 50 m beneath the surface and The reinforced concrete (RC) walls which connect foots of the foundation set in the firm gravel layer 35 m beneath. The subterranean walls are constructed in sections which are joined together by corrugated steel type CWS joints. This structure ensures the stability of the tower against the impacts of strong winds and large earthquakes.

Keywords: Tokyo SkyTree, design, construction, foundation

ThS. Nguyễn Hoàng Long
VPDD tại Hà Nội, Công ty Nikken Sekkei Civil Engineering Ltd
Email: <nhoanglong@gmail.com>

TS Nguyễn Công Giang
Khoa Xây dựng
Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội
Email: <gianglientca@gmail.com>



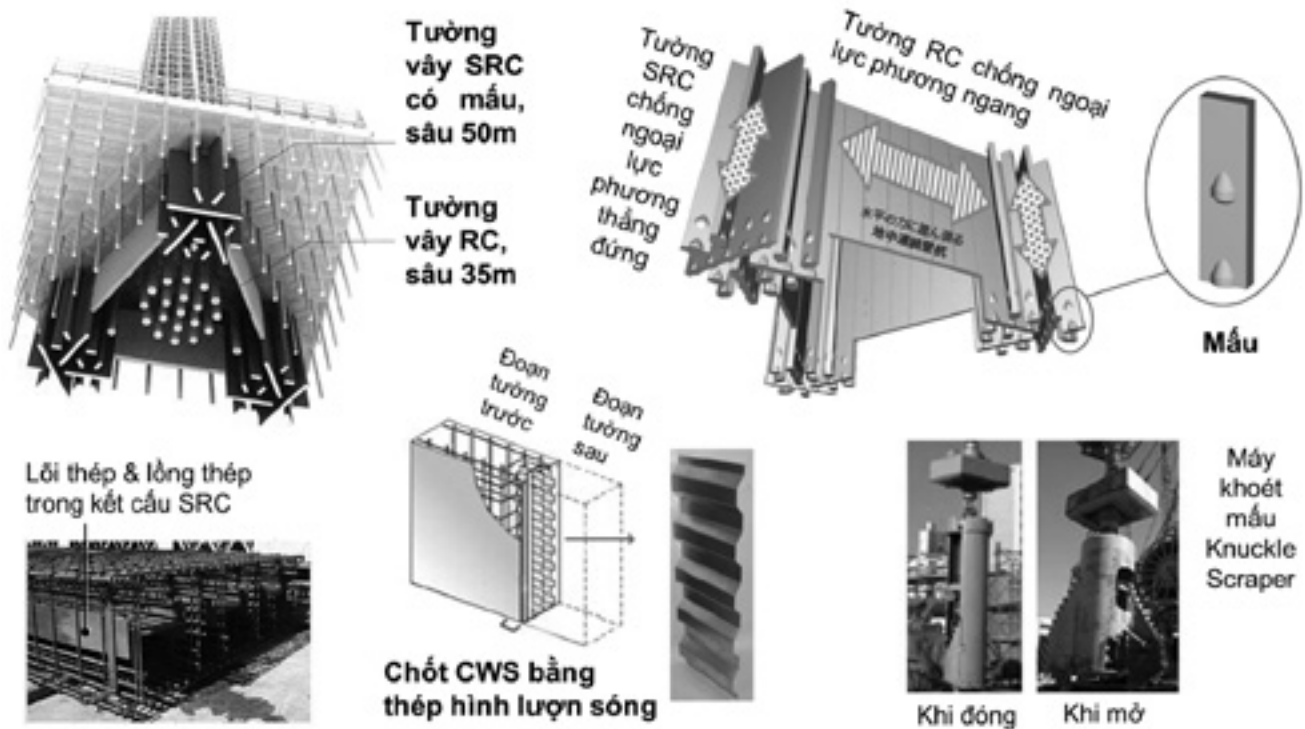
Hình 1: Toàn cảnh dự án tháp truyền hình Tokyo SkyTree (nguồn: [2])

1. Tổng quan về dự án tháp truyền hình Tokyo SkyTree

Khai trương từ tháng 5 năm 2012, hiện nay Tokyo SkyTree - với chiều cao 634 mét - vẫn là tòa tháp cao nhất thế giới, đồng thời là công trình xây dựng cao thứ nhì thế giới (sau tòa nhà Burj Khalifa ở Dubai, Các Tiểu vương quốc Ả Rập Thống nhất). Được thiết kế bởi tập đoàn Nikken Sekkei, thi công bởi tập đoàn Obayashi, các nhà thầu thiết bị như Panasonic, Hitachi, Toshiba, vv... cũng là các doanh nghiệp của Nhật Bản, tháp truyền hình Tokyo SkyTree là minh chứng thuyết phục cho kỹ thuật ưu tú và toàn diện của ngành kiến trúc - xây dựng Nhật Bản.

Năm 2003, khi Nhật Bản bắt đầu xúc tiến chuyển đổi hình thức thu phát sóng truyền hình từ analog sang kỹ thuật số mặt đất (digital), đài truyền hình quốc gia NHK cùng với 5 đài truyền hình tư nhân tại Tokyo đưa ra ý tưởng xây dựng tháp truyền hình mới cao khoảng 600 m – chiều cao cần thiết để phủ sóng digital cho bán kính 87 km của toàn bộ vùng Kanto (bao gồm thủ đô Tokyo và 5 tỉnh lân cận). Tháp truyền hình mới này sẽ thay thế cho tháp truyền hình Tokyo hiện tại cao 333 m đang bị các tòa nhà cao 200 – 300 m trong khu trung tâm Tokyo cản trở tín hiệu thu phát sóng, đồng thời được kỳ vọng sẽ trở thành biểu tượng du lịch mới của thành phố Tokyo trong thế kỷ 21. Năm 2005 công ty Đường sắt Tobu trở thành chủ đầu tư của dự án xây dựng tháp.

Tháp SkyTree tọa lạc ở quận Sumida, nhìn ra sông Sumida ở phía Tây và sông Arakawa ở phía Đông, tiếp giáp với sông Jukken ở phía Nam, cách mốc ki-lô-mét số 0 của thủ đô Tokyo khoảng 5 km về hướng Đông Bắc. Khu đất dự án rộng 36.800 m², thon dài theo phương Đông – Tây, trước đây vốn là bãi tập kết hàng của đường sắt vận tải hàng hóa Tobu. Tháp SkyTree nằm ở trung tâm khu đất, hai phía Đông, Tây tháp là tổ hợp công trình bao gồm tòa nhà khách sạn - văn phòng cao 31 tầng, quần thể nhà hàng, cửa hiệu, khu vui chơi giải trí, rạp chiếu bóng mái vòm, thủy cung, quảng trường không gian mở, công viên mặt nước và sân đi bộ trên cao. Toàn bộ tổ hợp công trình này được xây dựng đồng bộ trong dự án tháp truyền hình Tokyo SkyTree của Tobu. Bên cạnh chức năng chính là thu phát sóng, Tokyo



Hình 4: Giải pháp thiết kế, thi công móng tháp Tokyo SkyTree (nguồn: [3, 6])

3. Giải pháp thiết kế, thi công nền móng tháp

Tải trọng gió và tải trọng động đất là hai yếu tố ngoại lực quan trọng cần tính toán trong thiết kế tháp. Do tiết diện đáy không lớn so với chiều cao, mỗi lần tháp rung lắc do gió hoặc động đất, lực tác động theo phương thẳng đứng và phương ngang vào 3 chân đế tháp là rất lớn. Đồng thời, như đã nêu ở trên, việc sử dụng thép cường độ cao giúp giảm trọng lượng và diện tích tiếp xúc với gió, qua đó nâng cao khả năng thích ứng với động đất và gió của kết cấu. Tuy nhiên, khối lượng không lớn so với chiều cao cũng làm giảm sức chống chọi của kết cấu đối với lực đẩy nổi gây ra bởi gió to hoặc động đất lớn. Để đảm bảo sự ổn định của tòa tháp, móng tháp cần có kết cấu đủ mạnh để chống lại các lực này.

Nền đất dưới chân tháp từ mặt đất cho tới độ sâu 60 m có thể chia thành các lớp chính lần lượt như sau: 1) Lớp đất mặt, 2) Lớp Yurakucho, 3) Lớp á sét cổ, 4) Lớp thềm sông cổ, 5) Lớp Tokyo và 6) Lớp Kazusa. Bên dưới lớp đất mặt là lớp Yurakucho có bề dày 25~30 m, bao gồm phần trên dày khoảng 5 m chủ yếu là đất tính cát, rời rạc và phần dưới là đất tính sét, mềm. Đây là lớp trầm tích bồi tích hình thành trong thời kỳ biển tiến, khi các lòng sông cổ từ kỷ băng hà bị nước biển tràn vào phủ lấp. (Lớp Yurakucho có nhiều điểm tương đồng với địa tầng Hải Hưng của nền đất Hà Nội). Tiếp dưới lớp Yurakucho là lớp á sét cổ có nguồn gốc từ tro núi lửa phân đại Đệ Tứ. Các lớp này đều là đất yếu, có số búa N của thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn chủ yếu nhỏ hơn 10. Do vậy móng của tháp được đặt trên các lớp sỏi tại độ sâu 35 m (lớp sỏi hình thành trong thời kỳ nước biển dâng cao phủ lấp thềm sông cổ) và tại độ sâu 50 m (lớp sỏi của địa tầng Tokyo). Đây là các lớp đất có khả năng chịu tải tốt với giá trị N nằm trong khoảng 50~60.

Móng tháp được thiết kế theo phương pháp tường vây ngầm trong đất (tường vây đóng vai trò như cọc móng) với 2 phần kết cấu chính: Phần tường chân móng có kết cấu liên hợp thép – bê tông cốt thép (SRC - Steel Reinforced

Concrete) và Phần tường nổi có kết cấu bê tông cốt thép (RC - Reinforced Concrete).

Phần kết cấu SRC bao gồm 3 tổ hợp tường vây tạo thành 3 chân móng, cắm sâu xuống đất tại các vị trí tương ứng với 3 chân đế tháp ở bên trên. Tường dày 1,2 m, gồm nhiều cấu kiện tường có chiều dài khác nhau từ khoảng 3~20 m, chống xuống độ sâu 50 m. Tường có tác dụng chịu tải của công trình và chống lại lực đẩy nổi do gió to hoặc động đất lớn tác động vào tháp. Trong kết cấu SRC, bê tông cốt thép bao bọc xung quanh lõi thép ở giữa. Lõi thép này gắn kết với kết cấu thép của chân đế tháp thành một thể thống nhất. Nhờ vậy ngoại lực tác động vào thân tháp ở trên cao có thể truyền trực tiếp xuống phần móng ở sâu dưới đất. Hơn nữa, trong độ sâu từ 35 m xuống 50 m, tường vây SRC được thiết kế thêm mấu (knuckle) để tăng cường ma sát giữa móng tháp và địa tầng sỏi cứng. Mỗi chân móng được bố trí tổng cộng 40 mấu. Khi ngoại lực tác động vào thân tháp theo hướng đẩy móng lên trên hoặc xuống dưới, các mấu này tì vào phần đất phía trên hoặc phía dưới mấu, chống lại tác động gây chuyển vị móng.

Phần kết cấu RC bao gồm 3 bức tường nổi 3 chân móng với nhau thành cấu trúc móng hình tam giác đều. Tường dày 1,2 m, dài khoảng 70 m, chống xuống độ sâu 35 m. Tường có tác dụng chịu tải của công trình và ngăn chặn sự khuếch đại của động đất tại các lớp đất yếu gần mặt đất, qua đó giảm độ rung lắc của tháp khi xảy ra động đất.

Toàn bộ kết cấu móng được thi công theo phương pháp đúc bê tông tại chỗ. Trước tiên các rãnh sâu và rộng tương ứng với kích cỡ tường vây được đào bằng máy. Các lớp đất mềm ở phía trên được đào bằng máy đào dạng gầu ngoạm Super Kelly, các lớp sỏi sâu bên dưới được đào bằng máy đào dạng guồng xoắn Hydro Fraise. Đối với phần tường vây có mấu cần sử dụng thêm máy khoét mấu Knuckle Scraper. Lúc này rãnh đào được đổ đầy dung dịch chuyên dụng để giữ ổn định thành vách. Song song với quá trình đào đất, các

lồng cốt thép dài khoảng 20 m (đối với phần kết cấu RC) và lồng cốt thép tích hợp lõi thép bên trong dài khoảng 40 m (đối với phần kết cấu SRC) được lắp tại hiện trường. Khi rãnh đào được hoàn tất, các khung thép này được cẩu xuống rãnh và ống tremie được dùng để đổ bê tông xuống rãnh.

Đối với phần tường nổi RC, do chiều dài tường lên tới khoảng 70 m nên không thể đào toàn bộ trong một lần. Tường được chia thành 12 đoạn và thi công theo từng đoạn. Để ngoại lực tác động theo phương ngang có thể truyền tải nguyên vẹn qua 12 đoạn tường như trong một kết cấu thống nhất, tại mặt tiếp giáp giữa hai đoạn tường liền kề nhau, các tấm thép hình lượn sóng được gắn vào kết cấu để khớp nối các đoạn tường này theo phương pháp sử dụng chốt nối CWS (Complete Water Stop joint). Cụ thể, trước khi đổ bê tông, một nửa tấm thép hình lượn sóng sẽ được cắm vào vách đoạn tường đang thi công. Khi đổ bê tông, cần che bịt bằng thiết bị chuyên dụng để nửa bên kia của tấm thép không bị phủ lấp bởi bê tông. Sau khi đào đất để thi công đoạn tường tiếp theo, thiết bị che bịt chuyên dụng được gỡ ra, lồng thép được hạ xuống và bê tông được đổ vào, che phủ nốt nửa còn lại của tấm thép. Như vậy, mỗi một nửa của tấm thép cắm vào một đoạn tường. Tấm thép đóng vai trò như một cái chốt có tác dụng khớp nối hai đoạn tường lại với nhau.

Đối với phần tường chân móng SRC, các cấu kiện tường có chiều dài lớn cũng được chia ra thi công theo nhiều đoạn. Bên cạnh đó, lõi thép của tường được cố định vào nền đất khi xây dựng tường, sau đó khung thép của thân tháp mới được lắp đặt, gắn kết với lõi thép của tường SRC. Do vậy, cần đảm bảo độ chính xác khi khớp nối lõi thép của móng với khung thép của thân tháp. Để đạt được điều này, sức chịu tải của bộ phận khớp nối được thiết kế có độ dôi dư, đủ để gắn kết móng với thân tháp ngay cả trong trường hợp tồn tại sự lệch lạc nhỏ giữa kết cấu thép của hai bộ phận này. Hơn

nữa, sau khi cố định toàn bộ lõi thép của móng, vị trí lõi thép được đo đạc và tất cả sai lệch giữa vị trí thiết kế với vị trí thực tế được cập nhật lại vào thiết kế ban đầu của khung thép. Khung thép của thân tháp sau đó được thi công theo thiết kế đã được hiệu chỉnh, đảm bảo khớp nối trơn tru với móng.

4. Kết luận

Nhóm tác giả đã trình bày các nét chính về dự án đầu tư xây dựng tháp truyền hình Tokyo SkyTree, Nhật Bản. Đồng thời, nhóm tác giả cũng trình bày chi tiết về giải pháp thiết kế, thi công nền móng của tòa tháp cao nhất thế giới này.

Ngày 11 tháng 3 năm 2011, trận động đất lịch sử mạnh 9 độ richter xảy ra ngoài khơi vùng Đông Bắc Nhật Bản cùng với hệ quả sóng thần, hạt nhân của nó đã gây ra thiệt hại kỷ lục về người và của cho đất nước Nhật Bản. Cách tâm chấn hơn 350 km, khu vực phụ cận tháp Tokyo SkyTree ghi nhận các rung chấn với độ địa chấn lớn nhất là 5 độ yếu. Khi ấy, lõi bê tông chống chấn chưa xây xong, hơn nữa cột ăng ten thu phát sóng nặng 3.000 tấn đang chuẩn bị được cẩu từ độ cao 619 m lên độ cao 625 m và chưa được cố định vào thân tháp. Trong thời gian động đất, đỉnh cột ăng ten dao động với biên độ 4~6 m. Tuy nhiên không xảy ra bất kì sự cố hay thiệt hại nào đối với tháp, cũng như đối với hệ thống cẩu tháp và lực lượng nhân sự làm việc trên độ cao 600 m. Trong khi đó, trận động đất đã bẻ cong cột ăng ten trên đỉnh tháp truyền hình Tokyo. Đây là minh chứng hùng hồn cho sự bền vững của kết cấu SkyTree.

Nhóm tác giả hi vọng rằng qua bài viết này, kinh nghiệm của ngành kiến trúc - xây dựng Nhật Bản trong thiết kế, thi công tháp truyền hình Tokyo Sky Tree nói chung và nền móng tháp nói riêng có thể giúp ích phần nào cho các bạn sinh viên, các kiến trúc sư, kỹ sư xây dựng Việt Nam khi tham gia thiết kế, thi công các công trình tương tự./.

Tài liệu tham khảo

1. Tạp chí điện tử Nikkei Style trong đường link sau: <https://style.nikkei.com/article/DGXBZO32270600V10C11A7W02100/>
2. Ấn phẩm đặc biệt tháng 6 năm 2012 của Shinkenichiku "Detail of TOKYO SKYTREE", Nhà xuất bản Shinkenchikusha, 2012 (tiếng Nhật).
3. Trang chủ của công ty Nikken Sekkei trong các đường link sau: http://www.nikken.co.jp/ja/skytree/structure/structure_04.php
http://www.nikken.jp/ja/archives/history/12_03.html
4. Sato Masahiro, "Kỹ thuật xây dựng Tokyo Sky Tree® Móng dạng tường có mẫu để chống đỡ tòa tháp cao nhất thế giới", Hội thảo khoa học lần 4 "Chủ đề: Thành tựu nghiên cứu và ứng dụng thực tiễn tiên tiến nhất trong Kiến trúc, Xây dựng và các lĩnh vực có liên quan khác" của Viện nghiên cứu Khoa học Công nghệ, Trường đại học Nihon, Tokyo, Nhật Bản, 2010 (tiếng Nhật).
5. Nguyễn Công Giang, Nguyễn Hoàng Long, Masaaki Katagiri, Kanta Oishi, Takao Sugimoto, Yukihiro Kohata, Nguyễn Quang Long, "Nghiên cứu điều kiện địa chất công trình của thể Holocen khu vực trung tâm thành phố Hà Nội", Hội nghị khoa học "Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, 45 năm phát triển và hội nhập", 290-300, 2014.
6. Trang chủ của công ty Obayashi trong các đường link sau: <https://www.obayashi.co.jp/chronicle/technology/c3s1.html>
<https://www.obayashi.co.jp/press/news20031210>
7. Takagi Hiroshi, "Xây dựng Tokyo SkyTree Hướng tới chiều cao số một thế giới", Tạp chí Hội Kỹ thuật Dầu mỏ Nhật Bản, quyển 80, kỳ 4, 260-264, 2015 (tiếng Nhật).
8. Atsuo Konishi, Masaru Emura, "Structural Design and Construction of the Foundation of TOKYO SKYTREE", International Journal of High-Rise Buildings, Vol 4, No 4, 249-259, 2015.

Đánh giá khả năng hóa lỏng của nền đất châu thổ Sông Hồng do động đất phục vụ cho công tác thiết kế nền móng công trình

Evaluation of the liquefaction potential of red river delta land by earthquake for foundation design

Trần Thượng Bình

Tóm tắt

Bài báo trình bày bản chất và điều kiện hình thành hóa lỏng của nền đất, các phương pháp đánh giá tiềm năng hóa lỏng, từ đó bàn luận về giải pháp lựa chọn thông số nền cho tính toán nền móng công trình chống động đất ở châu thổ Sông Hồng.

Từ khóa: Hóa lỏng; động đất

Abstract

This paper presents the nature and conditions of soil formation, methods of assessment for liquefaction potential and discussion about solutions for selection the foundation parameters in calculation of earthquake resistance of foundation in Red River Delta.

Keywords: liquefaction; earthquake

TS. Trần Thượng Bình
Khoa Xây dựng,
Trường Đại học Kiến Trúc Hà Nội
Email: binhviht@gmail.com

1. Đặt vấn đề

Đồng bằng châu thổ sông Hồng được thành tạo bởi các trầm tích Đệ tứ, trong đó trầm tích cát, từ hạt mịn đến thô phân bố hầu khắp diện tích và tồn tại từ trên mặt đến độ sâu 30m phân nhện theo các lớp. Tại châu thổ, sự phân bố của cát đã tạo ra 2 tầng chứa nước Qh và Qp rất phong phú đã thỏa mãn những điều kiện đất rời và bão hòa nước để chúng có thể hóa lỏng. Tuy nhiên, để chúng hóa lỏng còn tùy thuộc các điều kiện, bao gồm: độ chặt, sự phân bố thành phần hạt và quyết định đến tất cả là chấn động đất nền. Trong đó, chấn động đất nền, không chỉ phụ thuộc vào cường độ chấn động từ các trạm địa chấn mà phụ thuộc chặt chẽ vào môi trường lan truyền chấn động. Trong khi đó thời điểm tâm chấn và cường độ của một trận động đất là yếu tố bất định rất khó dự báo, cho dù sai số dự báo về thời gian hàng chục năm. Vì sự phụ thuộc vào quá nhiều yếu tố, đặc biệt các yếu tố bất định và những hậu quả rất lớn của hóa lỏng đất nền khi xảy ra động đất mà hóa lỏng đất nền là vấn đề được quan tâm của rất nhiều lĩnh vực khoa học và có rất nhiều công trình nghiên cứu, nhất là trong khoảng vài chục năm trở lại đây. Với các cách tiếp cận vấn đề được phân biệt bởi các nghiên cứu tìm ra điều kiện về thành phần hạt để xảy ra hóa lỏng, đơn giản như E.D. Sukina, điều kiện đổi dấu của tải trọng tác dụng như Gherxevanow và các nghiên cứu thực tế phức tạp hơn trong đó có xét tới độ chặt, thành phần hạt và sức cắt động và các tác dụng kiểm chế hóa lỏng Sibuya, Tokyo, Iwasaki... Nghiên cứu đánh giá hóa lỏng của khu vực trong châu thổ Sông Hồng có Phạm Văn Ty, Nguyễn Huy Phương và Trần Thượng Bình, bằng kết quả nghiên cứu tổng hợp nhiều phương pháp đã nghiên cứu phân vùng khả năng hóa lỏng theo các cấp động đất cho vùng Hà Nội, ngoài ra còn có nhiều bài báo và công trình liên quan đã được công bố... Tuy nhiên, hóa lỏng đất nền do động đất quá phức tạp, các kết quả nghiên cứu luôn chứa đựng yếu tố thực nghiệm, trong khi các kết quả nghiên cứu ở thế giới là sự tổng kết ở các đất nền ngoài lãnh thổ Việt Nam, còn ở Việt Nam chưa có điều kiện để kiểm chứng cho việc áp dụng. Bởi vậy, đánh giá tiềm năng hóa lỏng của nền đất do động đất phục vụ thiết kế kháng chấn cho công trình luôn cần có sự đa chiều để hoàn thiện phương pháp áp dụng cho điều kiện Việt Nam.

2. Bản chất của hóa lỏng và phương pháp đánh giá khả năng hóa lỏng

2.1. Hóa lỏng nhìn từ bản chất dao động của hệ

Cát là tập hợp các hạt không có liên kết, khi nền bị chấn động các hạt cát sẽ dao động. Dao động của một hạt cát theo một phương nào đó được mô tả bởi phương trình dao động của một bậc tự do có cản chịu tải trọng cưỡng bức:

$$F(t) = m.a + b.v + C.x \quad (1)$$

Ở đây:

m.a - lực quán tính, trong đó: a là gia tốc dao động, m là khối lượng của hạt;

b.v - lực cản, với b là hệ số cản tỷ lệ với vận tốc dao động, v là vận tốc dao động;

C.x - lực đàn hồi, trong đó: C là độ cứng của hạt, x là biên độ dao động của hạt;

F(t) - tổng hợp lực tác dụng lên hạt ở các thời điểm khác nhau.

Theo biểu thức (1), khi F(t) là hàm tuần hoàn với biên độ đủ lớn để thắng lực quán tính m.a và lực cản b.v khi đó các hạt sẽ dao động, trong đó lực cản b.v có giá trị phụ thuộc vào hệ số ma sát giữa các mặt tiếp xúc và độ lớn lực pháp tuyến. Trong trường hợp lực cát chỉ tồn tại liên kết với nhau bởi lực ma sát. Để các hạt không còn liên kết ma sát, về nguyên tắc chỉ cần triệt tiêu sự cân bằng giữa phản lực với lực trọng trường tác dụng vào nó. Phản lực nền là bị động với lực trọng trường và luôn cân bằng với lực trọng trường. Do đó, để triệt tiêu liên kết giữa các hạt trước hết cần có lực p tác dụng cùng phương ngược chiều với lực trọng trường. Phát sinh lực p trong khối cát

chỉ có thể là áp lực thấm từ dưới lên hoặc lực kéo của nửa chu kỳ trong tác dụng chu kỳ. Như vậy, để đưa khối cát gồm tập hợp các hạt cát về trạng thái mất bền hay rơi vào thể lỏng phải có tác dụng của dòng thấm khi đó xảy ra hiện tượng gọi là biến dạng thấm hoặc tác dụng động khi đó xảy ra hiện tượng gọi là hóa lỏng.

Để xảy ra hóa lỏng, lực p_f hay biên độ cực đại của chu kỳ dao động phải đủ lớn để thắng lực quán tính và lực cản. Trong khi lực cản sinh công làm tiêu hao năng lượng kéo theo dao động luôn có xu hướng tắt dần. Vì thế, trong thực tế tác dụng động vào đất nền rất phổ biến nhưng hóa lỏng dẫn đến làm mất bền cho nền cát ít khi được hình thành, trừ khi cát tồn tại trong nước. Trong môi trường chất lỏng, lực cản ma sát rất nhỏ trong khi lực quán tính rất lớn do sự dao động các hạt trong môi trường nước, thời gian mất bền kéo dài hơn. Đặc biệt sự dao động của các hạt là ngẫu nhiên dưới sự chi phối của quy luật rơi tự do. Trong đó các hạt nặng hơn sẽ rơi xuống và hạt nhỏ sẽ nổi lên tạo thành dòng thấm và sinh ra áp lực thủy động từ dưới lên mặt thoát làm sự mất bền ngày càng lan trên phạm vi rộng lớn. Như vậy, trong các điều kiện để gây hóa lỏng cho đất cát rời bão hòa là tác dụng chu kỳ phải có biên độ đủ lớn tức là phụ thuộc vào cường độ chấn động khu vực. Trận động đất gây ra bởi một nguồn có cường độ xác định, nhưng chuyển động mặt đất là khác nhau phụ thuộc vào nhiều yếu tố như, bề dày lớp đất, đặc trưng sóng của các lớp và khoảng cách tới tâm chấn (Boatwright et al, 1991). Vì vậy, thường nghiên cứu khả năng hóa lỏng động đất với cường độ 6.0, 6.5, 7.0 và 7.5 độ richter.

2.2. Các phương pháp đánh giá khả năng hóa lỏng

Đánh giá khả năng hóa lỏng hiện nay có thể tiếp cận theo phương pháp phân tích định tính và tính toán định lượng. Hiện tại nhiều nước trên thế giới áp dụng đánh giá theo chỉ số khả năng hóa lỏng LPI của một khu vực. Trong đó LPI được tính bằng cách lấy tích phân các yếu tố hóa lỏng dọc theo chiều sâu của cột đất giới hạn. Cơ sở đánh giá định lượng thường là dựa vào kết quả thí nghiệm SPT và CPT với nội dung chung là xác định:

- Chỉ số ứng suất chu kỳ (CSR) đặc trưng cho khả năng gây hóa lỏng của động đất;
- Chỉ số kháng chu kỳ CRR đặc trưng cho sự kiềm chế hóa lỏng của đất nền;
- Hệ số an toàn F_c ;
- Chỉ số khả năng hóa lỏng (LPI).

Dựa trên kết quả thí nghiệm SPT các thông số trên được xác định như sau:

+ Ứng suất kháng chu kỳ theo Seed và Idriss (1967):

$$CSR = 0.65 \frac{a_{\max} \sigma_{vo}}{g \sigma'_{ov}} r_d \quad (1)$$

Ở đây:

- $(a_{\max}/g)$: tỷ số gia tốc cực đại với gia tốc trọng trường;
- σ_{vo} : ứng suất tổng theo phương đứng;
- σ'_{ov} : ứng suất hiệu quả theo phương đứng;
- r_d : yếu tố giảm ứng suất, được lấy theo độ sâu (m):

$$\begin{aligned} r_d &= \exp[\alpha(z) + \beta(z)M_w] \\ \alpha(z) &= -1.012 - 1.126 \sin(z/11.73 + 5.133) \\ \beta(z) &= 0.106 + 0.118 \sin(z/11.28 + 5.142) \end{aligned} \quad (2)$$

MSF - hệ số kể đến hiệu ứng thời gian của chuyển động

mặt đất. MSF cho $M_w < 7.5$ được xác định theo biểu thức sau:

$$MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M_w}{4}\right) - 0.058 \leq 1.8 \quad (3)$$

K_σ - yếu tố hiệu chỉnh quá tải, được xác định theo biểu thức:

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma_v}{p_a}\right) \leq 1.0; \quad C_\sigma = \frac{1}{1.89 - 2.5507(\sqrt{(N_1)_{60}})}$$

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad (4)$$

với:

- P_a : áp suất khí quyển $P_a = 0.1 \text{ MPa}$;
- C_N , C_E , C_B , C_R và C_S là các hệ số: Lấy xấp xỉ $C_S = 1.1$, $C_B = 1.0$, $C_E = 0.6$; C_R tra theo theo bảng 1; C_N xác định theo công thức sau:

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma_v}\right)^\alpha \leq 1.7; \quad \alpha = 0.784 - 0.0768\sqrt{(N_1)_{60}} \quad (5)$$

Bảng 1: Bảng tra hệ số CR theo d (d là đường kính lỗ khoan SPT)

d (m)	CR
< 3	0.75
3-4	0.8
4-6	0.85
6-10	0.95
10-30	1.0

+ Xác định chỉ số kháng chu kỳ CRR:

Idriss và Boulanger (2006) đã đưa ra biểu thức xác định giá trị CRR:

$$CRR = EXP\left[\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right]$$

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + D(N_1)_{60}$$

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp\left[1.63 + \frac{9.7}{Fc + 0.1} - \left(\frac{15.7}{Fc + 0.1}\right)^2\right] \quad (6)$$

Trong đó F_c hệ số ảnh hưởng hàm lượng hạt bụi tra bảng theo $(N_1)_{60}$, $CSR_{MW=7.5, \sigma_v=1 \text{ kPa}}$ và hàm lượng hạt bụi.

+ Xác định hệ số an toàn F_s :

F_s là hệ số an toàn chống lại khả năng hóa lỏng, thường dùng đánh giá khả năng hóa lỏng:

$$F_s = \frac{(CRR)_{MW=7.5}}{(CSR)_{MW=7.5; \sigma'_v=1}} MSF \quad (7)$$

Cả hai CSR và CRR cùng biến đổi theo chiều sâu, và do đó khả năng hóa lỏng được đánh giá ở các độ sâu tương ứng.

+ Chỉ số khả năng hóa lỏng (LPI):

Chỉ số khả năng hóa lỏng được đề xuất bởi Iwasaki và cộng sự (1978, 1982) được xác định như sau:

$$LPI = \int_0^{20} F(z)w(z)dz \quad (8)$$

Trong đó: $F(z) = 1 - FS$ cho $FS < 1.0$

$F(z) = 0$ cho $FS \geq 1.0$

$w(z) = 10 - 0.5z$ cho $z < 20m$

$w(z) = 0$ cho $z > 20m$

Theo Sonmez (2003) đã phân loại mức độ nguy cơ cho các địa điểm theo tiêu chuẩn:

$LPI = 0$; $0 < LPI < 2$; $2 < LPI < 5$; $5 < LPI < 15$ và $LPI > 15$, tương ứng khả năng hóa lỏng là: không có, rất thấp, thấp, trung bình, cao và rất cao.

+ Nhận xét về phương pháp đánh giá:

- Chỉ số ứng suất chu kỳ CSR, ngoài giá trị SPT còn phụ thuộc vào tỷ số ứng suất tổng với ứng suất hiệu quả liên quan đến việc xác định mực nước ngầm của các tầng chứa nước.

- Gia tốc cực đại a_{max} trong một trận động đất có cường độ xác định, ở các khu vực khác nhau của vùng lan truyền chấn động, gia tốc a_{max} là khác nhau.

3. Một số vấn đề về đánh giá khả năng hóa lỏng của đất nền châu thổ sông Hồng

3.1. Sơ bộ về khả năng hóa lỏng của đất nền châu thổ sông Hồng

Theo tài liệu địa chất tỷ lệ 1:200.000 đồng bằng Bắc Bộ, phủ trên bề mặt khu vực châu thổ là các thành tạo trầm tích Đệ tứ hình thành qua các chu kỳ với nhiều tam giác châu chồng lẫn nhau và có bề dày biến đổi theo hướng Tây Bắc - Đông Nam từ 10-20m ở đỉnh đến 80-100m ở đáy của tam giác châu lớn nhất. Đệ tứ tam giác châu thổ sông Hồng được hình thành với các thành tạo theo thứ tự từ dưới lên như sau:

- Cuội sỏi của hệ tầng Hà Nội có giá trị trung bình SPT (N) > 100;

- Cát hạt thô hạt trung hệ tầng Vĩnh Phúc có giá trị trung bình SPT (N) = 30-45;

- Sét, sét pha loãng lỏ hệ tầng Vĩnh Phúc có giá trị trung bình SPT (N) = 10-15;

- Bùn, đất hữu cơ hệ tầng Hải Hưng có giá trị trung bình SPT (N) = 1-3;

- Sét xám xanh dẻo mềm hệ tầng Hải Hưng có giá trị trung bình SPT (N) = 5-8;

- Sét chảy và bùn hệ tầng Thái bình có giá trị trung bình SPT (N) = 2-6;

- Cát mịn cát bụi hệ tầng Thái Bình có giá trị trung bình SPT (N) = 10-25;

- Sét nâu hồng hệ tầng Thái Bình có giá trị trung bình SPT (N) = 7-12.

Trong đó:

- Cuội sỏi và cát của hệ tầng Vĩnh Phúc là một tầng chứa nước có diện phân bố rộng với tổng chiều dày trung bình 40m và nước trong tầng này luôn tồn tại ở trạng thái có áp.

Nhiều nơi mực áp lực cao hơn cao trình đáy của lớp cát mịn hệ tầng Thái Bình. Đặc biệt trong cát của hệ tầng Vĩnh Phúc có không ít thấu kính cuội sỏi.

- Sét, sét pha hệ tầng Vĩnh Phúc, bùn, đất hữu cơ và sét xám xanh hệ tầng Hải Hưng có tổng chiều dày khoảng 15-30m nhưng không hiểm chỗ chỉ dày một vài mét. Các thành phần này đã tạo thành đáy cách nước cho tầng cát mịn nằm trên đóng vai trò hạn chế khả năng hóa lỏng của lớp cát mịn.

- Cát mịn cát bụi hệ tầng Thái Bình phân bố rải rác nhưng tập trung ở phần đáy của các tam giác châu là tầng chứa nước có thành phần hạt và trạng thái bão hòa rất dễ bị hóa lỏng.

- Sét, sét pha nâu hồng hệ tầng Thái Bình phân bố trên bề mặt ở trạng thái nửa cứng dẻo cứng, cùng với tầng chứa nước trong đất lấp và các tải trọng công trình đã có tác dụng kiềm chế hóa lỏng cho các tầng, nhất là tầng cát mịn cát bụi.

Theo tài liệu địa chất khu vực, nơi có lớp sét mỏng nhất và lớp cát mịn dày nhất thuộc về vùng phía Nam Hà Nội kéo dài từ Văn Điển đến Phú Xuyên, Đồng Văn, Phủ Lý, Nam Định và Thái Bình. Tại đây trên một mặt cắt điển hình, sử dụng phương pháp đánh giá khả năng hóa lỏng theo kết quả thí nghiệm SPT có thể đánh giá mức độ nguy cơ hóa lỏng theo bảng 2.

Nhận xét: trong cùng một cấp động đất, kết quả có sự khác nhau về nguy cơ giữa hai tầng theo xu hướng giảm dần

3.2. Bàn luận về khả năng hóa lỏng ở đồng bằng châu thổ Sông Hồng do động đất

+ Độ tăng thêm cường độ đất đối với các khu vực đất nền Hà Nội:

Tùy thuộc vào đặc điểm thành phần cấu trúc đất đá nằm trên đá móng mà cường độ động đất trên bề mặt có thể tăng lên hay giảm đi so với số liệu ghi động đất ở trạm địa chấn. Số gia cường độ được tính theo công thức S.V.Medvedev:

$$\Delta B = 1.67 \lg \frac{V_{pg} \gamma_g}{V_{pi} \gamma_i} + e^{-0.04h^2}; \quad V_p = \sqrt{\frac{E}{\gamma}} \quad (9)$$

Trong đó:

- V_{pg} , γ_g : vận tốc sóng dọc và tỷ trọng của granit;

- V_{pi} , γ_i : vận tốc sóng dọc và tỷ trọng của nền cần xác định độ tăng thêm;

- ΔB : số gia để đánh giá độ mạnh động đất thực tế.

Để thấy được sự tăng thêm cường độ động đất, có thể đánh giá sơ bộ dựa trên cấu trúc móng của các thành tạo trầm tích Đệ tứ, đó là cấu trúc địa hào của đứt gãy sâu sông Hồng được lấp đầy bởi các trầm tích Neogen là các đá cát, bột, sét kết chứa than. Khi đó động đất xảy ra, nguồn chấn động xem như là bề mặt đá móng sẽ lan truyền các đá Neogen và lớp phủ trầm tích. Căn cứ vào các giá trị trung bình về mô đun đàn hồi và khối lượng thể tích của đá móng và cát bột kết neogen và lớp phủ trầm tích, kết quả tính vận

Bảng 2: Kết quả đánh giá khả năng hóa lỏng

Tầng cát mịn	Độ Richter	6	6.5	7	7.5
	$LPI = 6w(z).F.H$	4.9	5.4	12.2	17.3
	Nguy cơ hóa lỏng	Thấp	Trung bình	Cao	Nghiêm trọng
Tầng cát thô	Độ Richter	6	6.5	7	7.5
	$LPI = 6w(z).F.H$	0.5	1.5	5	9
	Nguy cơ hóa lỏng	Rất thấp	thấp	Trung bình	Cao

tốc sóng dọc, thể hiện trên bảng 3. Với các số liệu đó, cường độ động đất thực tế tăng thêm là 1.32 độ richter so với kết quả đo trên đá móng Granit.

Như vậy, việc xem xét khả năng hóa lỏng ở khu vực châu thổ không thể bỏ qua sự tăng cường độ động đất khu vực. Với những trận động đất nhỏ tại khu vực đồng bằng Bắc Bộ được ghi lại trong những năm gần đây có cường độ cao nhất 3.8 Richter thì cường độ đất ở khu vực có thể lớn hơn 5 độ Richter có nhiều khả năng xảy ra trong tương lai.

Bảng 3: Giá trị các thông số động học đất nền

Granit	5.6 km/s	2.7T/m ³
Cát kết	3 km/s	3.0T/m ³
Đất trầm tích	1,1 km/s	2.7T/m ³

+ Sự khác biệt về sự phân bố hạt theo đường kính và hình dạng

Cùng với sự gia tăng cường độ động đất khu vực còn có một số điểm liên quan đến tăng nguy cơ hóa lỏng đã không được xem xét trong các biểu thức tính toán khả năng hóa lỏng, đó là:

- Sự phân bố hạt có kích thước và hình dạng khác nhau: đáng chú ý nhất là sự có mặt cuội sỏi trong lớp cát hệ tầng Vĩnh Phúc, các thấu kính vảy mica trong lớp cát mịn. Khi chấn động sẽ xuất hiện rơi tự do tạo thành dòng thấm ngược thúc đẩy hóa lỏng phát triển.

- Sự có mặt tầng chứa nước có áp: khi động đất mà tầng cách nước mất ổn định thì dòng thấm từ tầng chứa nước bên dưới chảy ngược lên sẽ làm các lớp đất bên trên mất bền trên diện rộng thúc đẩy sự phát triển hóa lỏng.

Như vậy, nguy cơ hóa lỏng đất nền do động đất ở khu vực này có thể xảy ra với động đất cấp 7 theo thang MSK tương đương 5 độ Richter. Trong khi động đất ở châu thổ có thể khuếch đại lớn hơn cấp 7 theo thang MSK thì không có gì đảm bảo không xảy ra hóa lỏng ở những khu vực này trong tương lai.

4. Kết luận và kiến nghị

Kết luận

Những đánh giá sơ bộ khả năng hóa lỏng cho thấy nguy cơ hóa lỏng ở khu vực châu thổ sông Hồng là có thể xảy ra

với động đất 5 độ richter ở các vị trí khu vực phía Nam, và cường độ thấp hơn sẽ không xảy ra hóa lỏng. Do đó, ở đây nếu xác định móng cho công trình chống động đất thì phải xem xét từ động đất cấp 7 theo thang MSK, những vùng khác của châu thổ có thể nâng mức độ xem xét lên một cấp.

Kiến nghị về giải pháp móng

- Giải pháp móng nông trong vùng có khả năng hóa lỏng nên ưu tiên lựa chọn móng có trọng lượng lớn tương đối so với trọng lượng thân và nên chôn sâu để kiểm chế hóa lỏng ở đáy móng và giảm thiểu lún lệch khi có hóa lỏng.

- Móng sâu: Tính toán giá trị F_c theo chiều sâu để xác định chiều sâu có khả năng hóa lỏng để làm có sở xem xét thành phần ma sát của sức tải theo đất nền đối với cọc, ưu tiên lựa chọn cọc dài để mũi cọc đặt dưới độ sâu hóa lỏng./

Tài liệu tham khảo

1. Boatwright, J., Seekins, L., Fumal, T. E., Liu, H. P., and Mueller, C. S., Ground motion amplification in the Marina district, Bull. Seism. Soc. Am, 81, 1980–1997, 1991.
2. Idriss, I. M. and Boulanger, R. W., Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes, Soil Dynam. Earthq. Eng., 26, 115–130, 2006.
3. Ishihara, K., Stability of natural deposits during earthquakes, Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, CA, 1, 321–376, 1985.
4. Iwasaki, T., Tokida, K., Tatsuko, F., and Yasuda, S., A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan, Proceedings of 2nd International Conference on Microzonation, San Francisco, 885–896, 1978.
5. Iwasaki, T., Tokida, K., Tatsuoaka, F., Watanabe, S., Yasuda, S., and Sato, H., Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods, Proceedings of 2nd International Conference on Microzonation, Seattle, 1319–1330, 1982.
6. Nguyễn Huy Phương, Trần Thương Bình, Chuyên đề phân vùng lãnh thổ khả năng hóa lỏng đất khu vực Hà Nội theo các kịch bản động đất, Báo cáo Đề tài cấp thành phố mã số 01C-04/08-2007-2, Hà Nội, 2007.

Lựa chọn mô hình đất nền khi tính toán móng cọc chịu ảnh hưởng của hiện tượng hóa lỏng

The choice of foundation model when calculating the pile foundation which is influenced by the liquefaction phenomena

Vương Văn Thành, Hoàng Ngọc Phong

Tóm tắt

Bài báo đề cập các ảnh hưởng của hiện tượng hóa lỏng đến sự làm việc của móng cọc. Cụ thể là hậu quả hóa lỏng khi động đất, một số phương pháp đánh giá khả năng hóa lỏng và cơ chế phá hủy của cọc đơn và nhóm cọc khi hóa lỏng. Từ đó đề xuất về lựa chọn mô hình đất nền khi tính toán móng cọc chịu ảnh hưởng của hiện tượng hóa lỏng.

Từ khóa: Hóa lỏng, móng cọc

Abstract

This paper discusses the impact of liquefaction to the working of the pile foundation. In particular, the consequences of liquefying in the earthquake, several methods of assessing liquidity and destruction mechanism of single pile and pile group when liquefied. After that proposes the choice of foundation model when calculating the pile foundation which is influenced by the liquefaction phenomena.

Keywords: Liquefaction, pile foundation

PGS.TS. Vương Văn Thành

Khoa Xây dựng

Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Email: <vuongvanthanh@gmail.com>

ThS. Hoàng Ngọc Phong

Khoa Xây dựng

Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Email: <ksngocphong@gmail.com>

1. Khái niệm hóa lỏng và ảnh hưởng của hóa lỏng tới móng cọc

Sự hóa lỏng xuất hiện khi cấu trúc cát rời, bão hòa nước bị phá vỡ vì các tải trọng đột ngột tác dụng. Vì kết cấu hạt đất bị phá vỡ, những hạt đất rời sẽ dịch chuyển để tạo nên một trạng thái chặt hơn. Tuy nhiên, trong một trận động đất không có đủ thời gian cho nước lỗ rỗng thoát ra ngoài và cản trở những hạt đất di chuyển gần lại nhau. Kèm theo là sự gia tăng áp lực nước, dẫn tới giảm áp lực tiếp xúc giữa các hạt đất nên các lớp đất nền sẽ bị giảm cường độ. Khi đó, nền đất có cường độ rất bé và có thể coi như lỏng hơn là một khối nên chúng có tên là “Hóa lỏng”.

Khi hiện tượng hóa lỏng xảy ra sẽ làm ảnh hưởng trực tiếp tới ma sát thành cọc và có thể làm gãy cọc. Điều này ta có thể thấy trong các báo cáo nghiên cứu về móng cọc trong trận động đất Niigata 1964, cụ thể:

Tòa nhà NHK 4 tầng trong trận động đất tại Niigata 1964: Xây dựng trên các cọc bê tông cốt thép, các cọc có đường kính 350 mm và dài 11-12 m (Hình 1). Sau trận động đất, 74 cọc đã được nghiên cứu và họ đã thấy rằng tất cả các cọc đã bị hư hại tương tự nhau. Các cọc bị hỏng tại hai vị trí, 2,5-3,5 m từ đầu trên của cọc và 2,0 đến 3,0 m từ đáy cọc như thể hiện trong hình 1. Vị trí của mực nước ngầm là 1,7 m dưới mặt đất. Từ các báo cáo điều tra đất, lớp hóa lỏng rất có thể là 11m đầu. Do đó chiều dài của cọc trong đất hóa lỏng là 9.3m.

Tòa nhà NFCH trong trận động đất tại Niigata 1964: Nghiên cứu trường hợp này mô tả sự phá hoại của một tòa nhà bốn tầng được xây dựng trên các cọc bê tông rỗng. Các cọc có đường kính 350 mm và độ dày 75mm (Hình 2). Sau trận động đất tòa nhà nghiêng 1 độ. Cọc chỉ kéo dài 0,5m trong lớp không hóa lỏng và có thể được giả định phía dưới khớp. Từ hình 2 ta có thể được quan sát thấy rằng mực nước là 1,5 m dưới mặt đất và cọc qua 7m trong lớp đất bị hóa lỏng. Phần đầu cọc nằm trong 0,5 m đất không hóa lỏng.

2. Một số phương pháp đánh giá khả năng hóa lỏng

Việc khẳng định khả năng hóa lỏng của một loại đất bao gồm ba bước công việc sau: (i) Đánh giá ứng suất cắt biến đổi do động đất gây ra ở các độ sâu khác nhau; (ii) Xác định sức kháng của môi trường với quá trình hóa lỏng ở các điểm khác nhau; (iii) So sánh giữa hai kết quả nêu trên.

2.1. Phương pháp đơn giản xác định chu kỳ tương đương

Trên cơ sở một số trường hợp cụ thể, Seed và Idriss [1] đã kiến nghị một phương pháp đơn giản để xác định biên độ và chu kỳ tương đương:

- Với đất nền không sâu quá 10 đến 15m thì ứng suất cắt cực đại τ_{max} đạt được trong quá trình động đất ở một độ sâu h, có thể xem như hàm số của h và gia tốc cực đại trên bề mặt a_{max} và thể hiện qua biểu thức:

$$\tau_{max} = (\gamma h / g) \cdot a_{max} \cdot r_d \quad (1)$$

Trong đó:

γ - là trọng lượng riêng của đất, kN/m³

h - độ sâu, m; g – gia tốc trọng trường, m/s²

r_d - hàm số phụ thuộc (h) và biến dạng môi trường, có thể xác định theo bảng 1

Bảng 1: Giá trị trung bình của hàm r_d [1]

h(m)	2	4	6	8	10	12	14	16
r_d	0,98	0,96	0,93	0,89	0,86	0,84	0,82	0,79

Mặt khác để cải thiện mức độ không đồng đều của độ phản hồi, người ta có thể chấp nhận các chu kỳ tương đương có biên độ hiệu dụng bằng khoảng 65% của τ_{max}

Theo đó, ứng suất cắt tương đương sẽ là :

$$\tau_{eq} = 0,65.(\gamma h / g).a_{max}.r_d \quad (2)$$

2.2. Phương pháp kinh nghiệm đánh giá khả năng hóa lỏng

Nguyên lý của phương pháp là thành lập tương quan giữa sức kháng, chống lại khả năng hóa lỏng của một loại đất, với một thông số đất nền, có thể xác định dễ dàng là sức kháng SPT.

Giá trị của N thể hiện độ chặt D_r và áp lực cột đất hữu hiệu σ'_v .

M - độ lớn động đất dự báo. τ_{eq} tính theo phương pháp đơn giản.

Từ hình 3 ta thấy khi đất nền có sức kháng N_{30} càng lớn thì càng ít xảy ra hóa lỏng; đất càng ở gần mặt đất tự nhiên (σ'_v nhỏ) thì khả năng xảy ra hóa lỏng càng cao.

2.3. Phương pháp đánh giá khả năng hóa lỏng theo TCVN9386-2012[2]

Đối với thí nghiệm SPT, giá trị đo được N_{30} phải được chuẩn hóa với ứng suất hữu hiệu biểu kiến của bản thân đất (N_{60}) bằng 100kPa và với tỷ số của năng lượng va đập và năng lượng rơi tự do lý thuyết bằng 0,6. Với các độ sâu nhỏ hơn 3 m, các giá trị đo được N_{30} phải giảm đi 25%.

Nguy cơ hóa lỏng có thể được bỏ qua khi $\alpha.S < 0,15$ và ít nhất một trong các điều kiện sau phải được đảm bảo:

Cát có hàm lượng hạt sét lớn hơn 20% với chỉ số dẻo $PI > 10$;

Cát có hàm lượng hạt bụi lớn hơn 35% và số búa SPT sau khi được chuẩn hóa với các ảnh hưởng của áp lực bản thân đất và với tỷ số năng lượng $N_{60} > 20$;

Cát sạch, với số búa SPT sau khi được chuẩn hóa với áp lực bản thân đất và với tỷ số năng lượng $N_{60} > 30$.

Đánh giá nguy cơ hóa lỏng của đất

Độ an toàn chống hóa lỏng F_L được xác định theo tỷ số:

$$F_L = \frac{R}{L} \quad (3)$$

Trong đó: F_L : sức kháng hoá lỏng; L : tỷ ứng suất cắt trong quá trình động đất; R : tỷ sức kháng cắt động.

- τ_{cy} ứng suất cắt cần thiết để làm hóa lỏng của đất ở hiện trường trong một số lần lặp tương ứng với biên độ của động đất tham chiếu; giá trị τ_{cy}/σ'_{v0} được lấy bằng cách tra hình 4.

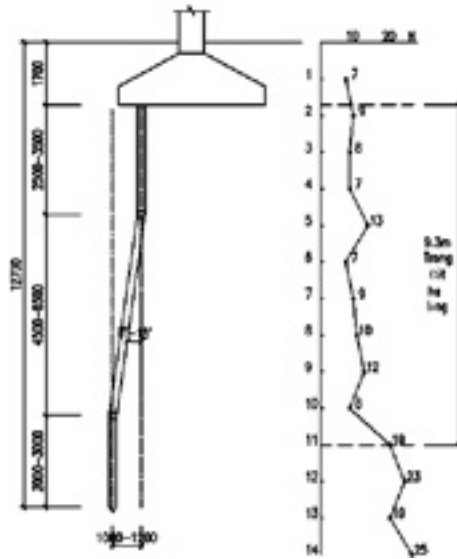
Trong đó σ'_{v0} là ứng suất bản thân tại giữa lớp đất đang xét.

3. Cơ chế phá hủy của cọc khi hóa lỏng

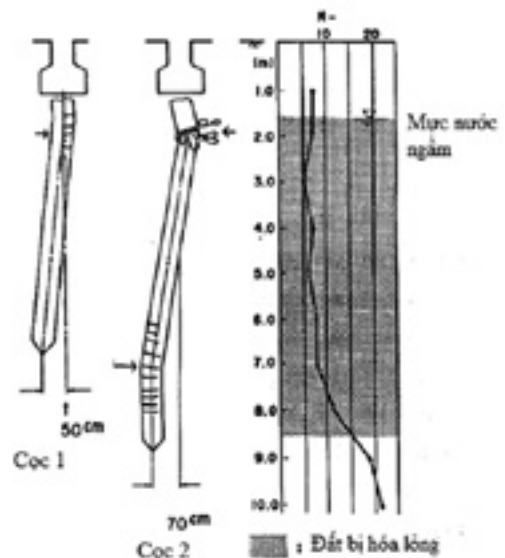
Các nghiên cứu về cơ chế phá hủy cọc khi hóa lỏng đã chỉ ra các cọc ở dưới có thể bị phá hủy với cùng một cơ chế giống nhau. Trong hình 5, cọc đơn chịu tải trọng dọc trục lớn từ kết cấu lớn và nằm trong đất cát bão hòa nước, có khả năng bị hóa lỏng, lớp đất này nằm trên lớp đá. Khi xảy ra động đất, ứng suất hữu hiệu trong đất cát giảm do áp lực nước lỗ rỗng tăng. Trong tình huống này, cọc đơn có thể bị gãy nếu chiều dài làm việc của cọc không đủ và cũng có thể do độ cứng của cọc bê tông cốt thép khá lớn nên không có tính linh hoạt khi chịu tác động của hóa lỏng. Ở đây, khu vực mà cọc bị gãy ở vị trí tiếp xúc giữa lớp cát và lớp đá. Điều này hợp lý với các phân tích phía trên.

Trong hình 6, cọc đơn có xu hướng nghiêng khi đất bị hóa lỏng. Nó chịu tải trọng dọc trục tương đối lớn và mũi cọc được ngâm vào đá. Sau trận động đất, lớp cát sẽ di chuyển từ trái qua phải trong hình 6a, cọc đơn có thể bị gãy.

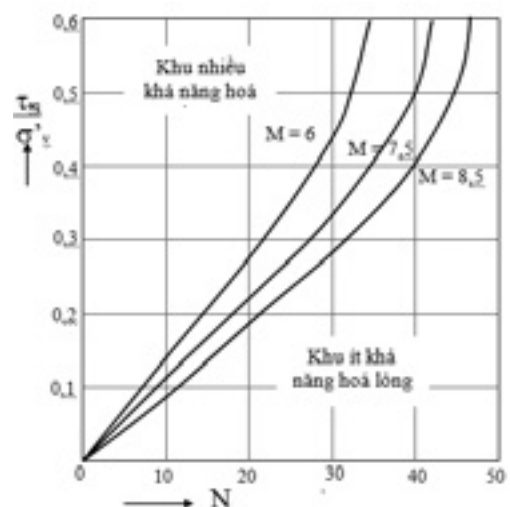
Một loại phá hỏng nghiêm trọng hơn khi mà có một lớp đất không hóa lỏng nằm trên lớp đất hóa lỏng. Lớp đất không bị hóa lỏng di chuyển nhanh sang ngang, đi kèm với nó là sự hình thành màng mỏng nước tại ranh giới giữa hai lớp đất đó. Đặc biệt là khi lớp đất không bị hóa lỏng có tính thấm kém hơn lớp đất bị hóa lỏng. Cọc sẽ phải chịu tải trọng bị động lớn từ lớp đất không hóa lỏng. Trong trường hợp này, cọc còn phải chịu thêm tải trọng $P-\delta$, do sự dịch chuyển khác nhau giữa 2 lớp đất. Mặc dù hình dạng phá hủy cuối cùng của cọc này có thể được nhìn thấy giống với hình 6a. Riêng tình huống này, nguyên nhân cọc bị phá hủy là bởi uốn.



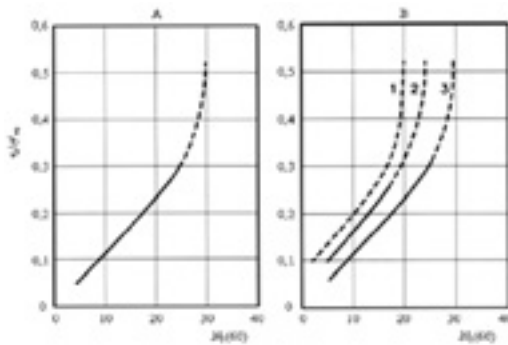
Hình 1: Cọc trong tòa nhà NHK



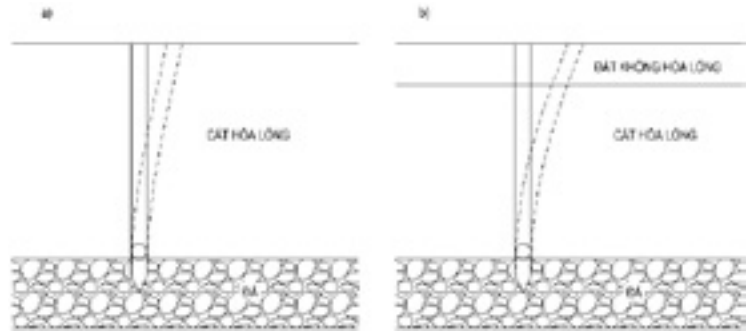
Hình 2: Cọc trong tòa nhà NFCH



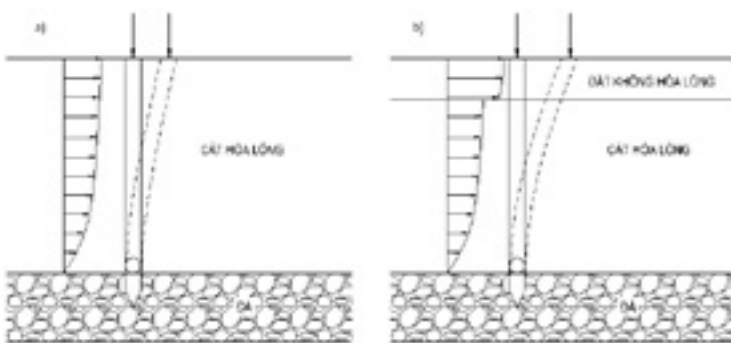
Hình 3: Đánh giá nguy cơ hoá lỏng đất nền theo SPT (Seed 1974) [1]



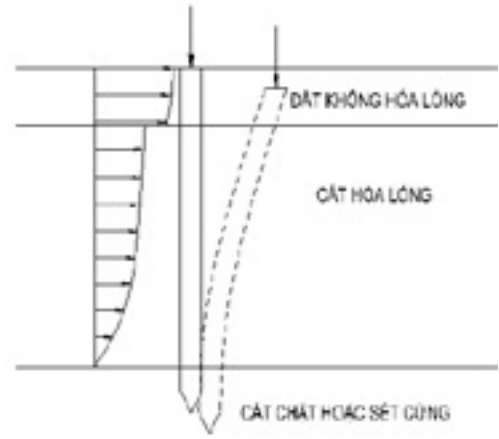
Hình 4: Quan hệ giữa các tỷ số ứng suất gây ra hóa lỏng và N_{60} cho cát sạch và cát bụi đối với động đất $M_s = 7,5$ [3]



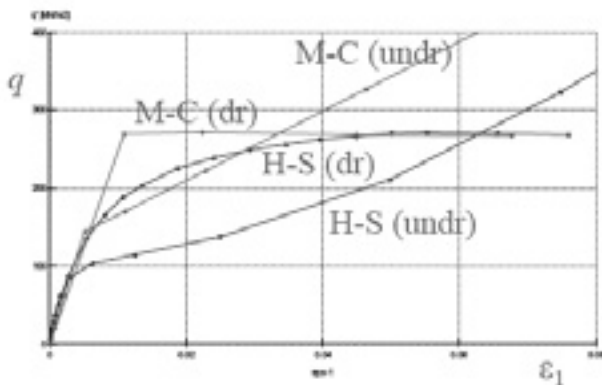
Hình 5: Mô hình cọc đơn bị phá hủy khi động đất [3]



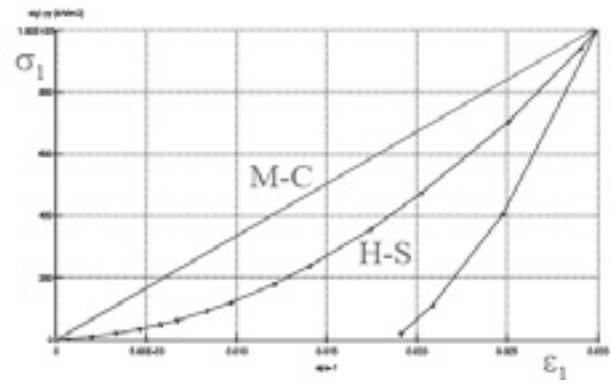
Hình 6: Tải trọng tác dụng vào cọc đơn khi động đất [3]



Hình 7: Sự phá hủy của cọc đơn khi đất bị hóa lỏng [3]



Hình 8: Đồ thị quan hệ giữa ϵ_1 và q trong thí nghiệm CU [4]



Hình 9: Đồ thị quan hệ giữa ϵ_1 và σ_1 trong thí nghiệm nén một trục [4]

Khi cọc nằm trong nhiều lớp đất với các lớp lần lượt từ trên xuống dưới là lớp đất không hóa lỏng- lớp đất bị hóa lỏng và cuối cùng là lớp cát chặt hoặc sét cứng không hóa lỏng. Mũi cọc sẽ được đặt vào lớp đất cát chặt để truyền tải dọc trục và khi đất bị hóa lỏng, cọc có thể bị trượt sâu vào lớp cát chặt. Cũng có khi cọc bị uốn do lớp đất không bị hóa lỏng bên trên gây ra. Tuy nhiên, cọc có thể phải chịu đồng thời cả 2 sự phá hoại trên như trên hình 7.

4. Mô hình nền móng cọc khi hóa lỏng

4.1 Mô hình đàn hồi tuyến tính

Mô hình đàn hồi tuyến tính là một mô hình tuân theo định luật Hook về đàn hồi tuyến tính đẳng hướng. Hạn chế của mô hình này là không mô phỏng các ứng xử của đất ở giai đoạn chảy dẻo nên mô hình thường chỉ được sử dụng chủ yếu mô

phỏng các khối kết cấu cứng trong đất.

4.2 Mô hình Mohr-Coulomb (M-C)

Mô hình M-C là mô hình dùng để tính toán gần đúng các ứng xử ở giai đoạn đầu của đất. Đây là mô hình đàn hồi thuần dẻo dựa trên cơ sở định luật Hook kết hợp với tiêu chuẩn phá hoại Mohr-Coulomb. Trong mô hình này, mối quan hệ giữa ứng suất và biến dạng được phân tích thành hai phần: phần đàn hồi và phần thuần dẻo. Tuy nhiên khi tải trọng tăng lên thì bắt đầu xuất hiện vùng biến dạng dẻo, ở đó ứng suất đạt trạng thái cân bằng giới hạn. Quan hệ giữa ứng suất và tải trọng không còn là tuyến tính nữa mà là quan hệ phi tuyến. Trong khi đó mô hình M-C chỉ mô tả đất ở trạng thái đàn hồi, kết thúc trạng thái đàn hồi thì chuyển luôn sang trạng thái phá hoại (hình 8).

(tiếp theo trang 93)

Một số vấn đề tồn tại trong xây dựng phần ngầm nhà cao tầng tại Hà Nội

Some issues in construction of high-rise building underground in Hanoi

Nguyễn Ngọc Thanh

Tóm tắt

Bài báo tập trung luận bàn, tìm hiểu một số vấn đề tồn tại trong xây dựng phần ngầm nhà cao tầng để từ đó sơ bộ tìm hiểu, phân tích các nguyên nhân, tìm cách khắc phục nâng cao chất lượng cho công trình.

Từ khóa: Phần ngầm, nhà cao tầng, vấn đề tồn tại, xây dựng.

Abstract

The paper presents some issues in the underground construction of high-rise buildings. Thereof, preliminary investigation, cause analysis, solving way were proposed for enhancement of structure quality.

Keywords: Underground section, high-rise buildings, issue, construction.

TS. Nguyễn Ngọc Thanh

Khoa Xây dựng

Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Email: nnthanhdhkt@gmail.com

Tài liệu tham khảo

1. Vương Văn Thành và nnk. *Tính toán thực hành nền móng công trình*, NXB Xây Dựng, Hà Nội, 3/2012.
2. Nguyễn Đức Nguồn. *Cơ sở thiết kế và thi công công trình ngầm đô thị*, NXB Xây dựng, Hà Nội, 1/2013.
3. Nguyễn Đức Nguồn. *Địa kỹ thuật trong xây dựng công trình ngầm dân dụng và công nghiệp*, NXB Xây Dựng, Hà Nội, 10/2008.

1. Đặt vấn đề

Trong khoảng 20 năm gần đây, các công trình nhà cao tầng đã và đang được triển khai xây dựng không ngừng tại Hà Nội. Số lượng tầng hầm của các công trình này thường được thiết kế phổ biến từ 1 tới 3 tầng hầm, lớn nhất lên tới 5 tầng hầm. Trong tương lai, dự kiến các công trình xây dựng tại Hà Nội sẽ có yêu cầu bắt buộc về số lượng diện tích hầm tối thiểu tùy thuộc loại công trình. Mặt khác bên cạnh những thành công bước đầu trong việc xây dựng trong thời gian vừa qua, ta còn thấy tồn tại nhiều vấn đề bất cập trong xây dựng phần ngầm dẫn đến nảy sinh những vấn đề không mong muốn thậm chí là nguyên nhân gây ra những sự cố đáng tiếc. Những vấn đề tồn tại này sẽ được bài báo này giới thiệu, phân tích đánh giá từ khâu khảo sát, thiết kế, thi công tới việc sử dụng từ đó đề có phương hướng, biện pháp để hạn chế những rủi ro và sự cố có thể gặp phải trong xây dựng phần ngầm các công trình cao tầng hiện nay.

2. Một số vấn đề tồn tại trong xây dựng phần ngầm nhà cao tầng tại Hà Nội

2.1. Những sự cố nghiêm trọng

Những sự cố nghiêm trọng trong xây dựng phần ngầm mà ta có thể liệt kê như:

- Một bộ phận phần ngầm hoặc toàn bộ phần ngầm bị phá hoại, mất ổn định kết cấu móng và nền, kết cấu tường vách hay sàn tầng hầm bị hư hại, mất ổn định...
- Có những sai sót trong biện pháp thi công công trình ngầm gây sụp đổ trong quá trình đổ bê tông do chống đỡ không đảm bảo, lắp dựng kết cấu thép không đồng bộ gây sụp đổ, neo giữ không đảm bảo bị tuột, bị đứt, các tấm panel tường vây bị xô lệch, các mối nối không đảm bảo, đổ cấu làm hư hỏng công trình...
- Các vấn đề liên quan đến thương vong của con người (ngã cao, đổ tường, sạt lở, vùi lấp, sập hầm...).
- Các vấn đề làm làm sập, hư hỏng các công trình liền kề, lân cận.

2.2. Các vấn đề tồn tại ảnh hưởng đến chất lượng phần ngầm

Từ các thống kê các vấn đề tồn tại ảnh hưởng đến chất lượng phần ngầm trong quá trình xây dựng tại Hà Nội ta có thể liệt kê như sau:

- Các vấn đề về biến dạng, chuyển vị quá mức: Nền móng, tường tầng hầm bị lún quá lớn, kết cấu tường, kết cấu móng, sàn, dầm tầng hầm bị nghiêng, vặn, võng không thể sử dụng bình thường, tường bị nghiêng quá mức quy định phải chi phí sửa chữa. Nền nhà bị biến dạng lún sụt, mất ổn định, mái dốc và nền nhân tạo bị sạt, mất ổn định.
- Các vấn đề liên quan đến khả năng chịu tải của kết cấu phần ngầm: do nguyên nhân bên trong của kết cấu (do tính toán thiếu, do thi công đặt thiếu thép, mối nối không đúng ...) hoặc do sử dụng vượt tải (thiếu tải khi tính toán, tải thi công, tải do tải xe cứu hỏa, tải do động đất, chấn động...), do tính toán thiếu chưa kể tới ảnh hưởng của nước ngầm, nước có áp, không tính toán tới yếu tố ăn mòn theo thời gian, không tính đến các vấn đề từ biến và môi trường quá trình sử dụng...
- Các vấn đề về sai lệch vị trí: Cọc, móng, tường tầng hầm, cột vách, đường dốc sai lệch vị trí, sai sót về hướng, sai lệch vị trí quá lớn của kết cấu phần ngầm hoặc chi tiết đặt sẵn phải sửa chữa hoặc thay thế.
- Các vấn đề về công năng sử dụng không đáp ứng yêu cầu sử dụng: chiều cao hầm quá thấp, gây khó khăn sử dụng hoặc không sử dụng một cách bình thường được, độ dốc của đường dốc quá lớn khiến việc sử dụng không bình thường. Tồn tại các hiện tượng thấm dột, cách âm, cách nhiệt, quá trình thi công không đạt yêu cầu. Các yêu cầu về thẩm mỹ không đáp ứng yêu cầu gây phản cảm phải sửa chữa thay thế để nâng cao công năng sử dụng.
- Các vấn đề liên quan đến việc xuất hiện các vết nứt trong tường tầng hầm, nứt dầm và sàn tầng hầm, nứt cho các khối xây, nứt ở các khối bê tông lớn, nứt sàn đáy, nứt thêm...

- Các vấn đề liên quan vật liệu thi công không đảm bảo yêu cầu kỹ thuật: bê tông và cốt thép không đảm bảo các yêu cầu kỹ thuật, sai chủng loại thép hoặc bê tông, bê tông bị rỗ, vị trí cốt thép, khoảng cách lớp bảo vệ không đảm bảo các yêu cầu thiết kế và tiêu chuẩn kỹ thuật hiện hành, vật liệu thi công không phù hợp với môi trường xung quanh công trình như các công trình gần biển nhưng bê tông không có khả năng chống xâm thực.

- Các vấn đề liên quan đến ảnh hưởng khi thi công các công trình tới các công trình liền kề, lân cận (lún, nứt, phá hoại, sụp đổ ...).

- Các vấn đề do sử dụng, khai thác không đúng thiết kế, sai công năng, không có các biện pháp bảo trì, bảo dưỡng phù hợp...

3. Một số nguyên nhân dẫn đến các tồn tại trong xây dựng phần ngầm tại Hà Nội

3.1. Khảo sát thiết kế

Công tác khảo sát thiết kế hiện nay chưa cụ thể rõ ràng tương xứng với việc xây dựng phần ngầm bao gồm công tác lập đề cương khảo sát thường, nhiệm vụ khảo sát không khác gì so với các công trình xây dựng thông thường, chưa chú trọng đến các thông số liên quan đến quá trình đào đất (dỡ tải) và xét đến các yếu tố nở hông, chưa làm rõ các ứng xử của nền đất tương xứng với giai đoạn thi công và sử dụng khai thác, nói khác đi là chưa làm rõ các cơ chế thí nghiệm khác nhau cụ thể là thí nghiệm không cố kết không thoát nước, cố kết không thoát nước, và cố kết thoát nước.

Việc khảo sát bằng các thí nghiệm hiện trường cũng chưa có các hiệu chỉnh cần thiết để kể tới độ sâu của nền đất, các yếu tố liên quan đến cong vênh...

Các yêu cầu về khảo sát nước dưới đất cũng chưa được chú trọng đúng mức, do công tác khoan khảo sát thường được thực hiện trong một thời gian nào đó trong năm, nên thường cũng chưa làm rõ được mực nước dưới đất cao nhất, thấp nhất và mực nước tính toán. Các thí nghiệm để xác định hệ số thấm của đất cũng chưa được chú trọng đúng mức. Trong khi đó, các yếu tố mực nước dưới đất tại Hà Nội tương đối phức tạp và nó biến thiên theo các thời điểm cụ thể trong năm.

Ngoài ra mật độ, khoảng cách và vị trí khoan khảo sát cũng còn những bất cập khi chưa xét hết được các yếu tố bất lợi của địa tầng khu vực xây dựng.

Còn thiếu và yếu các đánh giá khảo sát về các công trình lân cận, chưa có sự xem xét ảnh hưởng của các công trình lân cận, liền kề tới công trình và ngược lại. Trong khi đó, Hà Nội lại là nơi mà các công trình xây chen, liền kề, mật độ xây dựng khá lớn, việc xây dựng các công trình thường có những ảnh hưởng không nhỏ tới các công trình lân cận.

3.2. Thiết kế

Việc thiết kế phần ngầm cho các công trình nhà cao tầng hiện nay chủ yếu do các kỹ sư xây dựng thiết kế mà không phải là các kỹ sư chuyên ngành địa kỹ thuật do đó cũng có những hạn chế nhất định về việc đánh giá các yếu tố địa kỹ thuật trong bài toán nền móng cũng như các phần ngầm nói chung. Ta có thể kể tới các lỗi về thiết kế:

- Chưa làm rõ trụ địa tầng nền đất phục vụ lựa chọn giải pháp cho các trường hợp tính toán và kiểm tra.

- Chưa kể tới hoặc tính toán thiếu ảnh hưởng của các công trình lân cận, công trình liền kề, công trình ngầm lân

cận, phụ tải (của các công trình lân cận và tải trọng cứu hỏa...).

- Bỏ qua công tác tính lún và kiểm tra lún, lún lệch và lún lệch tương đối (hoặc dự tính sai).

- Đánh giá sai sức chịu tải của cọc, của nền đất: đưa ra dự báo sức chịu tải của cọc sai, có thể khi thử tải tại vị trí yêu cầu đạt nhưng ở những vị trí khác không đạt yêu cầu, chưa xét tới các yếu tố bất lợi trong địa tầng có thể gặp phải như gặp một thấu kính bùn, túi khí hay sự biến thiên không đồng nhất của địa tầng dẫn đến khả năng mũi cọc vẫn còn nằm ở các lớp đất yếu, các yếu tố do chất lượng thi công chưa đáp ứng được yêu cầu kỹ thuật của người thiết kế. Tính toán thiếu phần kháng chấn cho cọc, phần ngầm (hoặc tính sai). Bố trí thép trong cọc nhất là thép dọc thân cọc còn nhiều sai sót chưa chú ý tới sự phân bố ứng suất thân cọc và biểu đồ lực dọc trong cọc. Sai sót trong tính toán phản lực đầu cọc và trong kiểm tra khả năng chịu tải của cọc, xem bài toán mô hình là vận năng sử dụng mà không xem xét kỹ lưỡng các thông số đầu vào dẫn đến sai sót về mặt kết quả.

- Tính toán độ bền của đài cọc còn sai sót hoặc không đầy đủ bao gồm chưa kiểm tra chọc thủng của cọc ở góc, phá hoại đài cọc theo các tiết diện nghiêng. Cũng vậy cũng còn khá nhiều sai sót về việc sử dụng mô hình tính toán, bố trí thép...

- Chưa tính hoặc tính toán sai áp lực nước, áp lực đẩy nổi, áp lực dòng thấm, đẩy búng, đẩy trôi hay xói, nhiều công trình đã để xảy ra các hiện tượng các bể nước ngầm bị đẩy nổi. Chưa quan tâm chú ý đến thiết kế trong điều kiện khu vực có nước có áp...

- Thiết kế phương án móng chưa hợp lý, dùng nhiều loại cọc, nhiều loại chiều dài cọc, nhiều độ cứng khác nhau nhưng lại thiếu những tính toán cụ thể đến lún lệch và gây lún lệch, làm nứt kết cấu dầm, sàn.

- Thiết kế chống thấm sai, hoặc thiếu chỉ dẫn đến những vấn đề thấm dột, ảnh hưởng tới quá trình sử dụng công trình. Không quy định, hoặc quy định nhưng thiếu cụ thể loại đất, độ ẩm chặt của đất làm nền gây nứt, thấm sàn đáy.

- Thiết kế kích thước panel tường vây, chiều dài cừ, hệ chống đỡ không hợp lý gây những sự cố về dịch chuyển tường quá mức cho phép, có thể ảnh hưởng tới hệ cột vách và kết cấu móng. Tính toán áp lực đất lên tường chắn còn nhiều sai sót;

- Thiết kế biện pháp thi công không hợp lý hoặc sai sót, do có những nhầm lẫn đáng tiếc về điều kiện địa tầng, sử dụng các phần mềm tính toán nhưng chưa hiểu hết các thông số đầu vào và chưa có những đánh giá cụ thể về kết quả tính toán, chưa kể tới ảnh hưởng của các công trình lân cận, liền kề và tác động tương hỗ giữa chúng.

3.3. Thi công

Việc thi công chưa đáp ứng các yêu cầu kỹ thuật đề ra, các đơn vị thi công và tư vấn giám sát chưa làm tròn nhiệm vụ, hoặc do năng lực hạn chế, chưa có những biện pháp phòng ngừa sự cố xảy ra trong xây dựng phần ngầm, các sai sót gồm:

- Sử dụng chủng loại, kích thước bê tông, thép không đúng thiết kế, hoặc chất lượng không đáp ứng yêu cầu. Chưa tuân thủ các yêu cầu và chỉ dẫn kỹ thuật về khoảng cách thép, lớp bảo vệ, vị trí nổi chông, yêu cầu về các vị trí liên kết, nối thép, nhất là các yêu cầu cụ thể khi sử dụng mối nối ren bằng coupler;

- Chưa tuân thủ vấn đề đầm lèn yêu cầu cấp phối hạt của nền đất phía dưới sàn, móng. Các vấn đề liên quan đến chống thấm chưa làm đúng quy trình;

- Định vị sai vị trí cọc, móng, cột, thép chờ định vị sai, các vị trí lỗ mở, vị trí đổ bù vừa đỉnh cột còn có những sai sót...

- Thi công cọc chưa đáp ứng được yêu cầu bao gồm chưa đáp ứng được yêu cầu về lực ép đầu cọc, chiều dài cọc, tốc độ ép chưa đảm bảo yêu cầu thiết kế, chất lượng cọc khoan nhồi, cọc ba rét (sập vách, bê tông phân tầng, mũi cọc chưa đảm bảo, khoảng cách thép không đảm bảo) không đảm bảo yêu cầu....

- Chưa chú trọng đến sự lệch tâm đáng kể giữa cột và móng do kiến trúc hoặc do biện pháp thi công chưa tốt dẫn đến có sự chuyển dịch đáng kể trong thi công;

- Phân chia khu vực đổ bê tông, mạch ngừng thi công không hợp lý dẫn đến những vấn đề nứt, võng không đáng có;

- Thi công bê tông khối lớn không tuân thủ quy trình, chỉ dẫn kỹ thuật đổ bê tông khối lớn;

- Chưa chú trọng đến khảo sát, quan trắc các công trình lân cận, quan trắc lún nghiêng, chuyển vị ngang trong khi xây dựng các công trình từ ngay giai đoạn thi công phần ngầm;

- Không có các biện pháp đề phòng, phòng ngừa các rủi ro trong xây dựng phần ngầm khiến khi sự cố xảy ra hoàn toàn bị động, không xử lý được kịp thời;

- Các vấn đề liên quan đến an toàn - vệ sinh lao động còn yếu (sự cố giàn dáo, sự cố lắp dựng kết cấu thép, sự cố điện, sự cố vết nứt, lỗ mở không có lan can, cảnh báo).

3.4. Trong quá trình khai thác sử dụng

Trong quá trình khai thác sử dụng các sai sót, tồn tại chủ yếu nằm ở các vấn đề:

- Sử dụng sai công năng mục đích sử dụng, tải trọng tác dụng lên hầm vượt quá mức cho phép, không phù hợp thiết kế;

- Đục phá, sửa chữa kết cấu mà không có tính toán kiểm tra lại thiết kế, thẩm tra thẩm định như yêu cầu;

- Không có các phương án bảo trì, giữ gìn vệ sinh an toàn lao động và không có các biện pháp quan trắc trong quá trình sử dụng.

4. Cách khắc phục và biện pháp phòng tránh

Từ những nguyên nhân đã trình bày nêu ở trên, việc tối quan trọng và cấp thiết hiện nay liên quan đến việc cần phải trước tiên là cần phải làm đúng và đủ theo các yêu cầu của quy trình, tiêu chuẩn kỹ thuật hiện hành từ khâu khảo sát, tới thiết kế, thi công và sử dụng đúng cách. Bên cạnh đó, một trong những vấn đề quan trọng có lẽ là ta cần: thay đổi các quan điểm về việc xây dựng phần ngầm giống như các phần việc thông thường khác mà quên đi những đặc điểm riêng của phần ngầm là nó nằm trong đất, chịu ảnh hưởng trực tiếp của nền đất và có tác dụng tương hỗ lên nền đất. Vì vậy, cần có những kỹ sư am hiểu và có kinh nghiệm về địa chất công trình, địa chất thủy văn để có một đầu bài về đề cương và nhiệm vụ khảo sát phù hợp với đặc điểm công trình ngầm, chú trọng đến chất lượng khảo sát hiện trường để từ đó giúp tư vấn thiết kế có được một thiết kế phù hợp. Để làm được điều ấy, ngoài việc xác định đúng các tính chất cơ lý của nền đất như hệ số nở hông, hệ số thấm, hệ số áp

lực ngang của đất, mô đun biến dạng và mô đun chống trượt của đất ứng với quá trình dỡ tải ta còn phải tăng cường mặt độ khảo sát và vị trí khảo sát, tăng cường các thí nghiệm hiện trường như xuyên tĩnh, ép nước lỗ ngang, thí nghiệm cắt cánh và các thí nghiệm trong phòng có kết quả phản ánh khá sát thực tế làm việc của nền đất như thí nghiệm ba trục. Cần làm rõ được mực nước mặt, mực nước dưới đất, nước có áp và ảnh hưởng của chúng tới công trình sẽ xây dựng. Thiết kế cần phải ngoài việc tuân thủ nghiêm ngặt các yêu cầu kỹ thuật đặt ra còn phải có những am hiểu về địa kỹ thuật, biết dự trù về các yếu tố bất lợi trên thực tiễn (chẳng hạn như các trụ địa chất công trình), xem xét đầy đủ bài toán đầy đủ trên các phương diện như khả năng chịu lực, ổn định công trình, chuyển vị ngang, lún, nứt trong kết cấu phần ngầm.

Cần có những sửa đổi bổ sung các quy định của pháp luật liên quan đến các chủ thể các khâu từ khảo sát đến thiết kế, giám sát và thi công. Trong đó quy định rõ trách nhiệm liên đới của cá nhân, đơn vị khảo sát tới thiết kế, thi công và tư vấn giám sát phải có chứng chỉ hành nghề và có những am hiểu về địa kỹ thuật. Công nhân thi công trực tiếp cần phải được đào tạo cơ bản để hiểu biết về công việc họ thực hiện cũng như cách phòng tránh rủi ro và đảm bảo an toàn vệ sinh lao động liên quan đến xây dựng phần ngầm. Xem xét bổ sung thêm các yêu cầu về tăng số lượng khảo sát, thử tải, hệ số an toàn, quan trắc trên công trường, quan trắc các công trình lân cận, liên kết. Tăng cường các quy định bắt buộc về phương pháp kiểm tra hiện trường với việc áp dụng các thiết bị tiên tiến để đảm bảo chất lượng công trình (Đo mật độ thép, kiểm tra siêu âm, mối hàn, cường độ bê tông, thép, vữa...). Coi trọng, tăng cường công tác giám sát tác giả, các yêu cầu về báo cáo các vấn đề tồn tại của đơn vị thiết kế, thi công và giám sát thi công. Trên cơ sở đó, cần phải thống kê, tập hợp những báo cáo đầy đủ về các vấn đề tồn đọng ở mỗi công trình để từ đó phân loại sự cố, các vấn đề tồn đọng trong xây dựng phần ngầm giúp cho việc điều chỉnh các quy trình quy phạm cho phù hợp hơn, tránh được các lỗi lặp đã được cảnh báo trước và tìm ra các nguyên nhân nhanh chóng. Cuối cùng, ta cần phải bổ sung các chế tài xử phạt nghiêm minh đối với các cá nhân, đơn vị nếu để xảy ra sự cố, để xảy ra nhiều vấn đề tồn tại.

5. Kết luận

Để hạn chế, giảm thiểu những tồn tại và rủi ro trong xây dựng phần ngầm của nhà cao tầng ta cần phải chú ý:

- Thực hiện nghiêm túc các quy định từ khâu khảo sát, thiết kế tới thi công, giám sát tới việc sử dụng đúng cách. Nâng cao, năng lực của các chủ thể tham gia xây dựng phần ngầm, bổ sung các yêu cầu về kiến thức chuyên môn về Địa kỹ thuật.

- Cần tăng cường công tác báo cáo hiện trường, giám sát tác giả, kiểm tra đối chứng tại hiện trường, sự tăng cường ý thức và trách nhiệm về an toàn cho đội ngũ kỹ sư, giám sát và công nhân trên công trường. Sự điều chỉnh quy trình quy phạm cho phù hợp điều kiện thực tế tại Hà Nội. Luôn chú trọng quan trắc công trình, quan trắc công trình lân cận và để cao các biện pháp phòng ngừa để hạn chế rủi ro.

- Cần phải có thêm chế tài, biện pháp để gắn trách nhiệm của từng chủ thể tham gia vào quá trình xây dựng, có xử phạt công minh đối với những sai phạm gây ảnh hưởng trực tiếp đến chất lượng công trình./.

Quy trình thi công cọc khoan nhồi đường kính nhỏ tại khu vực Hà Nội

Construction procedure of small diameter bored pile in Hanoi area

Tường Minh Hồng

Tóm tắt

Trong thời gian gần đây cọc khoan nhồi đường kính nhỏ được coi là một phương pháp thi công xây dựng hữu ích đặc biệt trong xử lý nền móng các công trình dân dụng hay các công trình ngầm. Trên thế giới phương pháp này cũng đã được nghiên cứu và áp dụng trong một thời gian dài. Trong bài báo này, tác giả sẽ phân tích ưu, nhược điểm của loại cọc này, khả năng ứng dụng và quy trình thi công với các công trình tại Hà Nội.

Từ khóa: cọc khoan nhồi đường kính nhỏ, phương pháp thi công, khu vực Hà Nội

Abstract

Recently, the Small Diameter Bored Pile has been utilized as a useful construction method, especially for foundation reinforcement of civil engineering and underground constructions, this method has been studied and applied for a long time in the world. In this paper, based on analyzing advantages and disadvantages of Small Diameter Bored Pile, the application ability and construction procedure of this pile in Hanoi is proposed in detail.

Keywords: the Small Diameter Bored Pile, construction method, Hanoi area

ThS. Tường Minh Hồng

Khoa Xây dựng,

Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Email: minh hong1905@gmail.com

1. Tổng quan

Tại Hà Nội những năm gần đây nhu cầu xây dựng các công trình có quy mô từ 9 – 15 tầng với 1 đến 2 tầng hầm trong điều kiện xây chen trong phố là rất lớn. Việc xây dựng loại công trình nói trên đã đặt ra nhiều vấn đề về kỹ thuật công nghệ cho các nhà thầu như kích thước của hệ kết cấu móng công trình phải nhỏ gọn trong khi vẫn phải đảm bảo khả năng chịu được tải trọng lớn truyền xuống từ phía trên, biện pháp thi công phải hợp lý trong điều kiện chật hẹp, biện pháp chắn giữ để bảo vệ thành vách hố đào nói riêng và biện pháp thi công các hạng mục phần ngầm nói chung phải đảm bảo an toàn và kinh tế trong điều kiện xây chen. Cọc khoan nhồi đường kính nhỏ đã được nghiên cứu, ứng dụng từ rất lâu trên thế giới trong xử lý nền móng các công trình dân dụng hay các công trình ngầm. Trong vài năm trở lại đây tại Việt Nam cọc khoan nhồi đường kính nhỏ được sử dụng ngày càng nhiều. Nghiên cứu này tập trung vào việc đưa ra quy trình thi công cọc khoan nhồi đường kính nhỏ tại Hà Nội.

2. Giới thiệu về cọc khoan nhồi đường kính nhỏ

Cọc khoan nhồi là cọc bê tông (tiết diện tròn) được đổ tại chỗ trong các hố sâu tạo bằng phương pháp khoan hoặc ống thiết bị, cọc khoan nhồi đường kính nhỏ thường có đường kính từ 300–600 (mm). Chiều sâu khoan cọc có thể lên tới 40m.

2.1. Ưu điểm của cọc khoan nhồi đường kính nhỏ

- Giá thành hợp lý so với các loại móng cọc bằng bê tông cốt thép khác nhờ vào khả năng chịu tải trên mỗi đầu cọc cao nên số lượng cọc trong móng giảm.
- Thi công nhanh, gọn và được giám sát chặt chẽ, thiết bị thi công đơn giản.
- Độ an toàn trong thiết kế và thi công cao. Có thể khoan xuyên tầng đất cứng. Cọc khoan nhồi đường kính nhỏ có thể khoan tới lớp đất chịu lực tốt mà một số giải pháp cọc khác không làm được.
- Thi công được ở hầu hết mọi điều kiện mặt bằng, địa hình, có thể dễ dàng thay đổi chiều sâu mũi cọc, tiết diện cọc theo yêu cầu.

2.2. Nhược điểm

- Dễ gặp các sự cố thi công: sập thành vách lỗ khoan, bê tông thân cọc không đặc chắc, bê tông mũi cọc có thể bị xóp do nước hay bùn khoan lắng đọng đáy hố.
- Khó kiểm tra chính xác chất lượng cọc nhất là khi cọc quá nhỏ không đặt được ống siêu âm.
- Quá trình thi công thép, bê tông khó khăn hơn do đường kính cọc nhỏ.
- Môi trường thi công kém sạch.

2.3. Phạm vi sử dụng.

- Các công trình nhà cao tầng xây chen trong thành phố, có mặt bằng thi công chật hẹp không thể đưa các máy móc thông thường vào sử dụng.
- Móng công trình xây chen, chật hẹp.
- Các công trình có yêu cầu về đảm bảo an toàn cho các công trình lân cận, tránh xảy ra tranh chấp, đền bù trong quá trình thi công.
- Các công trình có địa tầng xen kẽ phức tạp, nhiều vật cản trong lòng đất.
- Các công trình cải tạo, sửa chữa nâng tầng.
- Tường chắn đất, tường tầng hầm, chống trượt.
- Gia cố nền.

3. Quy trình thi công cọc khoan nhồi đường kính nhỏ ở Hà Nội

3.1 Công tác chuẩn bị thi công cọc khoan nhồi.

- Chuẩn bị vật liệu:

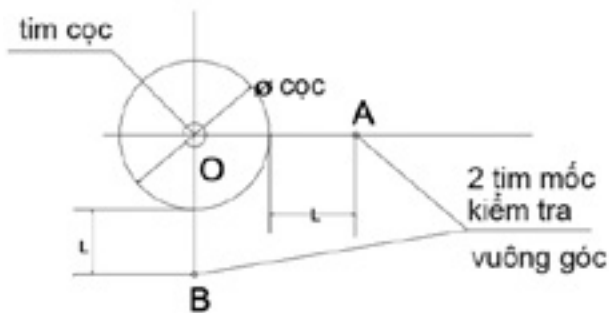
Mác bê tông theo hồ sơ thiết kế và không nhỏ hơn M250, thông thường sử dụng M300. Bê tông được trộn bằng máy trộn nhỏ, độ sụt đạt 18 ± 2 . Thông thường để bê



Hình 1. Thiết bị khoan cọc nhồi – Cần khoan tháo lắp, Cần khoan tự hành



Hình 3. Kiểm tra độ sâu hố khoan



Hình 2. Định vị tim cọc

tông dễ xuống và gia tăng áp lực của vữa bê tông lên thành lỗ khoan ta lấy cận trên của độ sụt yêu cầu.

Kiểm tra các dụng cụ đo cấp phối, xác định tỷ lệ trộn và kiểm tra chất lượng từng loại vật liệu theo tiêu chuẩn. Lấy mẫu thử để kiểm tra mác bê tông khi cần thiết.

- Chuẩn bị thiết bị thi công:

Thiết bị chính dùng trong thi công cọc khoan nhồi đường kính nhỏ gồm:

- Máy khoan tạo lỗ.
- Máy bơm bùn áp lực cao.
- Máy nén khí thổi rửa cọc, máy trộn bê tông.
- Ống đổ bê tông.
- Các dụng cụ đo, thí nghiệm.

Có 2 dạng máy khoan tạo lỗ cơ bản: Cần khoan tháo lắp cho các mặt bằng chật hẹp và cần khoan gắn trên thiết bị tự hành bánh xích

3.2. Công tác định vị tim cọc.

+ Chọn 2 trục trên bản vẽ vuông góc tạo thành một hệ tọa độ khổng chế, 4 mốc được gửi đến chỗ không bị ảnh hưởng của quá trình thi công. Từ hệ trục này sẽ xác định các vị trí tim cọc xác định lại, đo kiểm tra mỗi tim cọc trước khi tiến hành khoan.

+ Sai số định vị tim cọc không vượt quá 5cm.

+ Hố khoan và tim cọc được định vị trong quá trình hạ ống vách. Tim cọc được xác định bằng 2 tim mốc kiểm tra A và B vuông góc với nhau và đều cách tim cọc một khoảng bằng nhau.

3.3. Hạ ống vách.

Ống vách dùng cho cọc khoan nhồi đường kính nhỏ không được ngắn hơn 2m dùng để bảo vệ thành hố khoan ở phần đầu cọc, tránh mọi hiện tượng sập lở đất bề mặt và đồng thời tạo điều kiện thuận lợi cho quá trình thi công, ống vách đặt thẳng đứng và phải được kiểm tra. Ống vách thường được hạ trực tiếp bằng máy khoan cọc sau khi tháo bỏ cần khoan.

3.4. Khoan tạo lỗ, kiểm tra độ sâu hố khoan.

a. Khoan tạo lỗ.

Trước khi khoan tạo lỗ phải kiểm tra độ thẳng đứng theo dây dọi (hoặc dựa vào mực thủy chuẩn) của tháp hướng dẫn cần khoan để đảm bảo lỗ khoan không bị lệch nghiêng.

Trong quá trình khoan tạo lỗ dung dịch khoan sẽ đi tuần hoàn từ đáy giếng khoan rồi trôi lên hố lắng và mang theo một phần mùn khoan nhỏ lên cùng. Nếu trong quá trình khoan gặp địa tầng thấm lớn dung dịch khoan sẽ bị thấm nhanh, phải nhanh chóng điều chỉnh tỉ trọng của dung dịch. Trong mọi trường hợp khi ngừng thi công do thời tiết hoặc nghỉ qua đêm cần kiểm tra chắc chắn hố khoan luôn đầy dung dịch và không bị thấm tiêu hao trong ngừng thi công.



Hình 4. Gia công lồng thép



Hình 5. Hạ lồng thép

b. Kiểm tra độ sâu của hố khoan.

Dựa trên số lượng cần khoan và đo cần khoan cuối cùng để xác định chiều sâu hố khoan. Kiểm tra lại bằng cách dùng thước dây có treo quả dọi thẳng xuống đáy hố khoan sau khi lấy hết mùn khoan (Hình 3)

3.5. Công tác lấy mùn khoan.

Một phần mùn khoan được đưa lên theo dòng dung dịch, tuy nhiên sau khi khoan phải dùng mũi vét đặc biệt (mũi lapel) để vét hết đất còn lại dưới đáy, các mũi vét này trong các điều kiện địa tầng khác nhau phải dùng các loại gầu vét khác nhau, trong điều kiện mũi cọc nằm trong tầng đất rời >2m dùng lapel thổi rửa, trong điều kiện đất dính dùng lapel gầu vét- thổi rửa. Cấu tạo của gầu vét giống với gầu vét sử dụng trong công nghệ cọc khoan nhồi đường kính lớn. Sau khi vét sạch phối khoan đáy hố tiến hành bước tiếp theo là thả lồng sắt và ống đổ bê tông xuống tận đáy hố. Trong quá trình lấy phôi và vét đất lên khỏi lòng lỗ khoan, dung dịch luôn luôn được bơm xuống phần phía bên dưới của lỗ khoan để tạo áp nhằm đẩy khối đất nằm bên trên gầu vét và lapel, hỗ trợ lực tời của máy khoan.

3.6. Công tác cốt thép và lắp ống đổ.

Căn cứ vào bản vẽ thiết kế để gia công cốt thép. Đường kính cốt thép, loại thép, đường kính cốt đai, thép dọc đều được hai bên nghiệm thu trước khi hạ vào lòng hố khoan.

Lớp bảo vệ bê tông thường được quy định như sau:

- Cọc D300 lớp bảo vệ 5 cm.
- Cọc D400 lớp bảo vệ 7cm.

Kiểm tra con kê bảo vệ, thả từng đoạn lồng sắt vào hố khoan, nối hàn 15d, hoặc nối buộc >30d. Định vị chắc chắn lồng thép trên miệng ống Casting tránh bị tụt khi đổ bê tông.

Sau khi hạ lồng sắt tiến hành lắp các ống đổ bê tông, cần làm sạch bùn đất, vữa bê tông còn dính trên vách trong, vách ngoài của ống sau khi đổ bê tông, trong lúc bảo quản hoặc di chuyển.

3.7. Công tác thổi rửa đáy hố khoan.

Đây là công tác rất quan trọng trong quá trình thi công cọc khoan nhồi. Sau khi vét phôi khoan bằng mũi lapel vẫn còn một lượng mùn khoan lắng đọng trở lại hố khoan mà trong quá trình vét không đưa lên khỏi hố khoan. Vì vậy sau khi hạ lồng thép và ống đổ bê tông cần phải vệ sinh đáy hố khoan.

a. Phương pháp dùng khí nén. (Thổi rửa tuần hoàn nghịch).

Dùng ống PVC chuyên dụng có đường kính lòng trong từ 10 đến 20mm đưa vào trong lòng ống đổ bê tông và đầu ống cách đáy hố một khoảng đảm bảo dung dịch tuần hoàn không để mực dung dịch trong hố bị tụt quá thấp (từ 1m đến 1,5m). Dùng khí nén áp suất trong khoảng 4-5kg/cm², bơm vào ống PVC, dung dịch khoan trong lòng ống đổ được hòa lẫn với không khí nên giảm tỷ trọng và do chênh áp sẽ phụt ra ngoài theo miệng ống đổ, tạo thành một dòng dung dịch chảy ngược mạnh từ đáy hố khoan lên trên miệng ống đổ ra ngoài, cuốn theo các cặn lắng và mùn còn sót lại dưới đáy hố khoan. Trong quá trình thổi rửa tuần hoàn nghịch, dung dịch khoan được bơm liên tục vào miệng hố khoan để đảm bảo mực dung dịch trong lỗ khoan luôn luôn đầy.

Quá trình thổi rửa liên tục xoay ống đổ để đảm bảo dòng dung dịch chảy đều theo các phương dưới mũi cọc, rút ngắn thời gian thổi rửa, tăng hiệu suất thổi rửa.

b. Phương pháp dùng bơm cao áp lưu lượng lớn (thổi rửa tuần hoàn thuận)

Đối với địa tầng có tính bờ rời, dễ bị sạt lở như địa tầng cát, á cát, bùn lũng... ta phải dùng bơm ép ngược trong quá trình vệ sinh hố khoan.

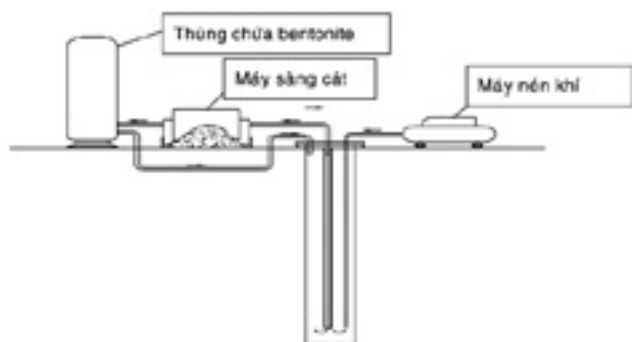
Dùng bơm cao áp bơm dung dịch khoan vào trong lòng ống đổ, với lưu lượng dung dịch bơm vào đạt tới trên 50m³/h dung dịch sẽ theo ống đổ đi xuống đến đáy hố khoan và trào ngược ra ngoài miệng lỗ khoan theo vành khuyên giữa thành ống đổ và lỗ khoan, trong quá trình vận động của dung dịch trong lòng hố khoan từ đáy hố lên miệng hố, dung dịch sẽ mang theo các mùn và cặn lắng ra ngoài hoặc lơ lửng trong lòng hố khoan.

Ưu điểm lớn nhất của phương pháp thổi rửa này trong thi công cọc khoan nhồi đường kính nhỏ là mực dung dịch trong lòng hố khoan không bị tụt xuống, và dung dịch dưới đáy hố trước lúc đổ bê tông có thông số tương đương dung dịch bơm vào hố, thích hợp với địa tầng chất bờ rời và dễ thổi rửa duy trì chống cặn lắng sau khi đã thổi sạch đáy lỗ hố khoan bằng máy nén khí. Sau khi thổi xong có thể đổ bê tông trong thời gian không chậm quá 3 phút nếu công tác chuẩn bị đã được đầy đủ.

Tùy theo địa chất và đường kính cọc có thể áp dụng 1 trong 2 biện pháp thổi rửa trên hoặc kết hợp cả hai phương pháp thổi trong quá trình thi công.

3.8. Quy trình đổ bê tông.

Bê tông được đổ ngay sau khi kết thúc công tác vệ sinh



Hình 6. Sơ đồ hệ thống thổi rửa hố khoan



Hình 7. Đổ bê tông cọc nhồi

hố khoan trong khoảng thời gian không quá 3 phút. Thời gian đổ bê tông một cọc không quá 3 giờ để đảm bảo độ liên tục và chất lượng bê tông cọc. Trước khi đổ bê tông cần kiểm tra van ngăn cách đảm bảo cho dung dịch không trở lại xâm nhập bê tông khi đổ những mẻ bê tông đầu tiên, bảo đảm giữ cho mẻ bê tông đầu tiên liên tục xuống tới đáy để choán chỗ trong đáy hố khoan (chỉ ngừng thổi và đổ bê tông khi trong máng trộn đã có khối lượng vữa bê tông đầu tiên lớn hơn dung tích ống đổ và dung tích của 0,8m cọc).

3.9. Rút ống Vách.

Sau khi kết thúc đổ bê tông 15- 20 phút, ta tiến hành rút ống Vách lên.

3.10. Kiểm tra chất lượng cọc

Với các mặt bằng thi công cho phép thể kiểm tra sức chịu tải cọc bằng thí nghiệm nén tĩnh (tải thí nghiệm lấy bằng 1,5÷3 lần tải thiết kế). Với cọc D400 trở lên có thể đặt hai ống siêu âm và dùng đầu đo siêu âm kiểm tra chất lượng cọc hoặc thử PIT.

Kết luận

Cọc nhồi đường kính nhỏ (300÷600) đã được sử dụng thi công xử lý nền móng ở nhiều công trình tại Việt Nam và cho đến nay nó đã thể hiện được những ưu điểm nhất định tạo được độ tin cậy cho người sử dụng.

Với phương pháp tính hiện nay theo TCVN 10304:2014, sức chịu tải của cọc trên thực tế lớn hơn đáng kể so với tính toán thiết kế ban đầu đảm bảo yêu cầu thiết kế về sức chịu tải.

Thiết bị thi công cấu tạo đơn giản, thiết bị rẻ, dễ vận hành và chế tạo.

Cũng như cọc nhồi đường kính lớn, trong quá trình thi công cọc nhồi đường kính nhỏ đòi hỏi kinh nghiệm của kỹ sư

thi công, công tác quản lý và kiểm tra phải được thực hiện nghiêm ngặt (trước, trong và sau thi công) nhằm đảm bảo chất lượng của cọc. Trong quá trình thi công cọc nhồi đường kính nhỏ, ảnh hưởng đến công trình lân cận là không đáng kể, do đó sẽ giảm chi phí phát sinh do đền bù, sửa chữa các công trình lân cận, đẩy nhanh tiến độ thi công tổng thể của toàn công trình.

Tuy nhiên, hiện nay chưa có các tiêu chuẩn, chỉ dẫn cụ thể về qui trình thi công, giám sát cho cọc khoan nhồi đường kính nhỏ. Do vậy rất cần thiết phải có một nghiên cứu tổng kết trong phạm vi cả nước và sớm ban hành tiêu chuẩn thi công cọc nhồi đường kính nhỏ làm căn cứ cho công tác quản lý chất lượng thi công./.

Tài liệu tham khảo

1. TCVN 10304:2014: Móng cọc – Tiêu chuẩn thiết kế.
2. TCVN 9395 - 2012: Cọc khoan nhồi – Thi công và nghiệm thu.
3. TCVN 9396 - 2012: Cọc khoan nhồi – Xác định tính đồng nhất của bê tông - Phương pháp xung siêu âm.
4. Đỗ Đình Đức, Lê Kiều, Kỹ thuật thi công tập 1, Nhà xuất bản xây dựng, 2004
5. Nguyễn Đình Thám, Trần Hồng Hải, Cao Thế Lực, Kỹ thuật thi công xây dựng Tập I - Công tác đất, cọc và thi công bê tông tại chỗ, Nhà xuất bản khoa học và kỹ thuật, 2013
6. Cán Ngọc Linh (2010), Cọc nhồi đường kính nhỏ trong đô thị Việt Nam – Luận văn thạc sỹ (Đại học Kiến Trúc Hà Nội).
7. Phạm Đức Mạnh (2011), Ứng dụng cọc khoan nhồi đường kính nhỏ trong thi công tầng hầm các công trình xây chen trong thành phố tại Hà Nội – Luận văn thạc sỹ (Đại học Kiến Trúc Hà Nội).

So sánh công nghệ xây dựng sàn 3D-VRO với công nghệ xây dựng sàn truyền thống

Comparison of the construction technology between the 3d- vro slab and the traditional flat floor

Lê Văn Nam, Lê Huy Sinh

Tóm tắt

Lựa chọn giải pháp kết cấu sàn cho công trình xây dựng là rất quan trọng. Bởi vì nó quyết định đến giá thành, chất lượng, tiến độ xây dựng và công năng sử dụng của công trình. Thường có hai giải pháp kết cấu sàn truyền thống được sử dụng cho công trình là Sàn sườn và Sàn phẳng. Trong đó sàn phẳng thông thường không thể vượt được nhịp lớn. Hiện nay, có rất nhiều phương án sàn phẳng không dầm như: sàn bê tông cốt thép ứng lực trước, sàn bóng, sàn U-Boot Beton®, sàn lỗ rỗng (3D-VRO)... đều có nhiều ưu điểm so với sàn phẳng truyền thống. Trong bài báo này, nhóm tác giả đã đi sâu nghiên cứu, so sánh tính hiệu quả của phương án sàn phẳng 3D-VRO và công nghệ thi công của loại sàn này so với loại sàn phẳng truyền thống.

Từ khóa: Hiệu quả, sàn 3D-VRO, sàn truyền thống

Abstract

Choosing a floor structure solution for a building is very important which determines the cost, quality, construction progress and performance of the building. There are two popular traditional floor structure solutions used for the building are beam- and- slab floor and flat slab floor. In which flat slab floor is not possible to have large span. Currently, there are many flat slab alternatives without beams such as pre-stressed reinforced concrete floor, bubble deck slab, U-Boot Beton® floor, voided slabs (3D-VRO) ... all of them which have many advantages comparing to flat slab floor. In this article, the authors have studied, compared the efficiency of 3D-VRO slabs and the construction technology of this floor with the traditional flat floor.

Keywords: Efficiency, 3D-VRO floor, flat slab floor

ThS. Lê Văn Nam

Khoa Xây dựng,

Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Email: <Ksnam29@gmail.com>

ThS. Lê Huy Sinh,

Khoa Xây dựng

Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Email: <Sinh.cpm@gmail.com>

1. Đặt vấn đề

Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép được sử dụng rộng rãi nhờ những ưu điểm sau:

- Giá thành thấp: bê tông được chế tạo chủ yếu từ các vật liệu sẵn có như đá, sỏi, cát;
- Khả năng chịu lực lớn: khả năng chịu lực của bê tông cốt thép lớn hơn rất nhiều so với các dạng vật liệu khác như gạch, đá, gỗ...;
- Độ bền cao: bê tông là một loại đá nhân tạo do đó có khả năng chịu ăn mòn, xâm thực từ môi trường cao hơn các vật liệu như thép, gỗ... Chi phí bảo dưỡng do đó cũng thấp hơn;

- Khả năng tạo hình khối dễ dàng: trước khi đông cứng thì bê tông ở dạng hỗn hợp lỏng và dẻo nên có khả năng tạo các hình khối phù hợp yêu cầu kiến trúc nhờ vào hệ thống ván khuôn;

- Khả năng chống cháy tốt: trong ngưỡng dưới 400 °C thì cường độ của bê tông không bị suy giảm đáng kể;

- Khả năng hấp thụ năng lượng tốt: các kết cấu làm bằng bê tông cốt thép thường có khối lượng lớn nên có khả năng hấp thụ lực xung kích tốt.

Tuy nhiên sàn phẳng truyền thống có những nhược điểm lớn như sau:

- Nặng nề: các kết cấu xây dựng làm từ bê tông cốt thép thường có nhịp tương đối nhỏ. Chiều dày lớn gây tải trọng bản thân lớn, ảnh hưởng đến kết cấu cột;

- Thời gian thi công kéo dài: bê tông cần thời gian để đông cứng, trong thời gian này chất lượng bê tông chịu nhiều ảnh hưởng của thời tiết, môi trường...;

- Khả năng tái sử dụng thấp: việc tháo dỡ, vận chuyển và tái sử dụng bê tông sau khi sử dụng rất tốn kém và tiêu hao nhiều công sức;

- Giá thành công trình cao, đặc biệt với công trình nhiều tầng do chi phí về bê tông, chi phí về cốt thép, nhân công và máy móc, thiết bị của sàn lớn [2].

Để khắc phục những nhược điểm nêu trên của sàn phẳng truyền thống. Hiện nay các đơn vị đã nghiên cứu và ứng dụng sử dụng phương án sàn phẳng 3D-VRO.

2. Ưu và nhược điểm của sàn 3D-VRO

2.1. Ưu điểm

Qua quá trình nghiên cứu và đánh giá thực tế sử dụng sàn 3D-VRO có các ưu điểm:

- Khả năng chịu lực cắt tốt do các hệ dầm đủ kích thước cấu tạo và có đủ các cốt thép chịu cắt dạng đai hoặc dạng ziczac hình sin;

- Khối rỗng được làm từ vật liệu EPS không cháy nên không lo vấn đề cháy nổ khi thi công và khi sử dụng;

- Kích thước khối xếp linh hoạt có thể cắt gọt khi thi công nên đảm bảo linh hoạt về chiều dài ô nhịp sàn hay bề dày sàn thay đổi;

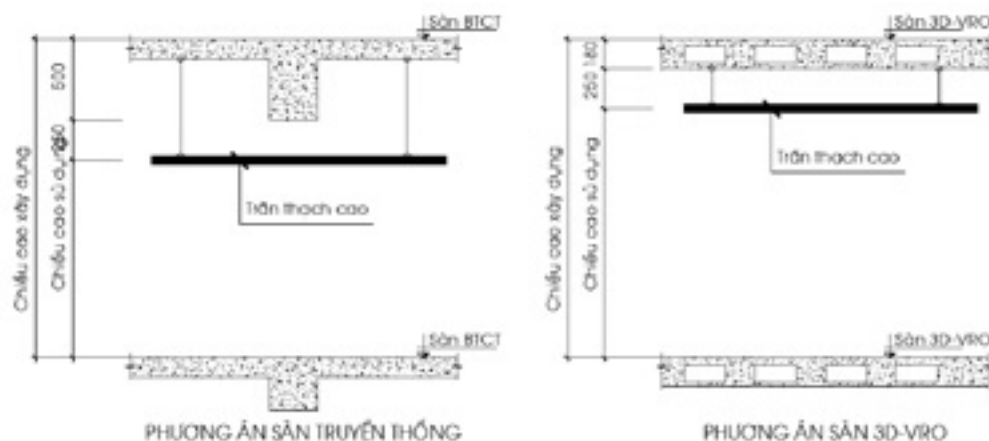
- Khối rỗng bằng xốp khối đặc EPS đặc chịu lực nén tốt, không vỡ, không thấm nước, nên đảm bảo việc đầm thoải mái để đảm bảo độ đặc chắc bê tông cả lớp trên và lớp dưới khi đầm, đảm bảo độ đồng đều các lớp bê tông đúng thiết kế, đảm bảo lượng bê tông chuẩn đúng thiết kế không bị hao hụt;

- Giảm khối lượng bê tông đến 65%, giảm hơn 40% trọng lượng bản thân và giảm hơn 15% lượng cốt thép so với sàn bê tông cốt thép truyền thống;

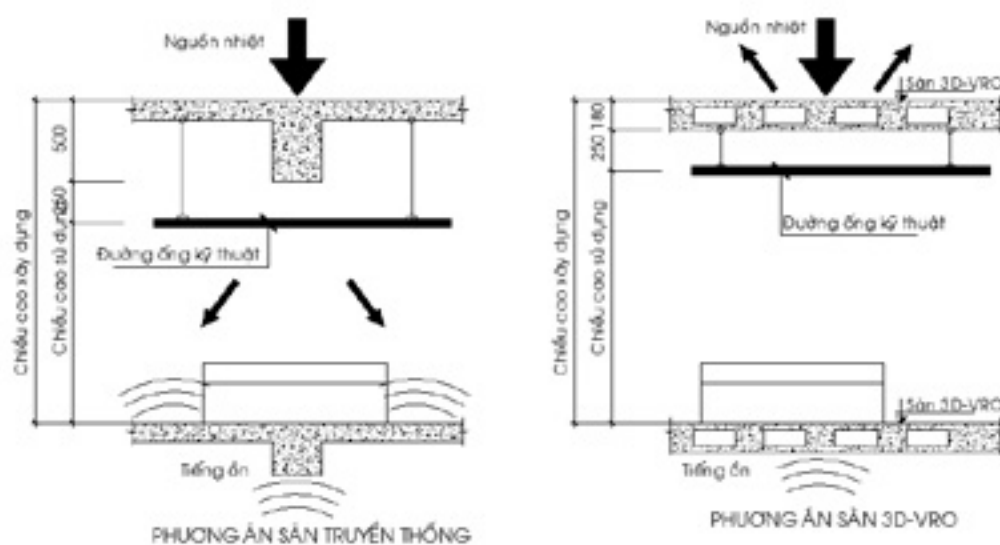
- Giảm chi phí ván khuôn vì chỉ ghép phẳng của đáy và thành sàn;

- Ưu điểm về không gian kiến trúc: Nếu cùng một chiều cao sử dụng thì chiều cao sàn 3D-VRO giảm 10% so với chiều cao sàn bê tông cốt thép truyền thống;

- Lợi ích về sử dụng: Sử dụng sàn 3D-VRO giảm được sự bất lợi do không còn



Hình 2.1. So sánh không gian kiến trúc



Hình 2.2. So sánh lợi ích về cơ điện và không gian sử dụng

dầm chạy qua không gian phòng. Tiết kiệm và để bố trí nội thất phù hợp với nhu cầu sử dụng. Cách âm và cách nhiệt tốt do trong sàn có xốp;

- Lợi ích về cơ điện: Sử dụng sàn 3D-VRO tiết kiệm được vật liệu, dễ thi công và đảm bảo các yêu cầu về kỹ thuật (độ dốc của các đường ống điện, nước, cứu hỏa ...);

- Lợi ích về hoàn thiện: Sử dụng sàn 3D-VRO giảm được diện tích trát trần, tạo được không gian phẳng lớn không lộ dầm [1], [3].

2.2. Nhược điểm

- Khó khăn trong việc định vị, trong quá trình thi công đổ và đầm bê tông xốp dễ bị dịch chuyển không tạo được hệ kết cấu chịu lực giống như ý đồ thiết kế;

- Nhiều vị trí cốt thép chịu lực chính thì trực tiếp vào xốp vì vậy không được bao bọc bởi bê tông làm cho khả năng làm việc giữa thép và bê tông không được tốt;

- Lớp phủ bê tông chỗ dày mỏng khác nhau do xốp nổi lên chiếm chỗ dễ gây vỡ trong quá trình sử dụng.

3. Cấu tạo sàn 3D-VRO

3.1. Khung thép sàn

Các chi tiết được hàn liên kết định hình lại với nhau tạo thành khung thép 3D có cấu tạo đặc biệt, với khả năng chịu

lực đa phương. Gồm các loại thép như sau:

- Thép lưới hàn chap 2 mặt: khi gia công, lắp dựng được kéo căng gần như ứng lực trước và được hàn định vị đạt độ chính xác tuyệt đối;

- Thép liên kết zic zak: được uốn định hình đường sin chính xác tối ưu hóa khả năng chịu lực; được sử dụng một phương hoặc 2 phương không cân với tấm sàn lõi xốp hình lăng trụ và 2 phương với lõi xốp vuông;

- Thép gia cố: gia cố tại các vị trí xung yếu để tăng khả năng chịu lực;

- Thép liên kết: được gia công theo nhiều hình dạng khác nhau liên kết giữa sàn với tường, sàn với trụ, dầm, cầu thang...[1], [3].

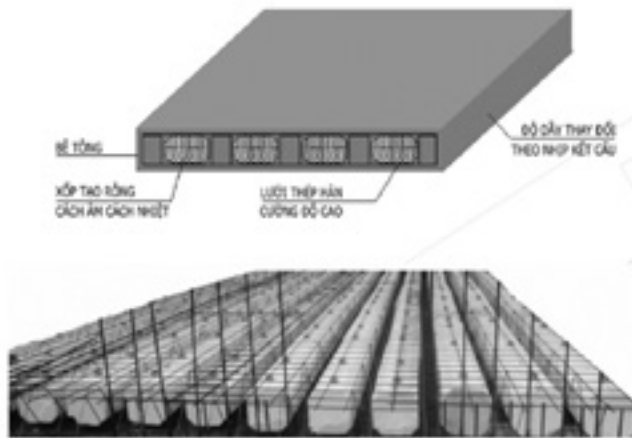
3.2. Xốp trong sàn

Sử dụng xốp cường độ cao. Xốp chỉ đóng vai trò làm ván khuôn trong, nhằm loại bỏ những phần bê tông không tham gia chịu lực. Mặt khác tạo ra trong kết cấu của sàn hệ thống dầm chữ I trực giao. Mặt khác xốp còn có tác dụng cách âm, cách nhiệt do cấu tạo đặc biệt của nó [1], [3].

4. Quy trình lắp dựng sàn 3D-VRO

Bao gồm các bước như sau [1]:

- Bước 1: Ghép Copp pha sàn phẳng;



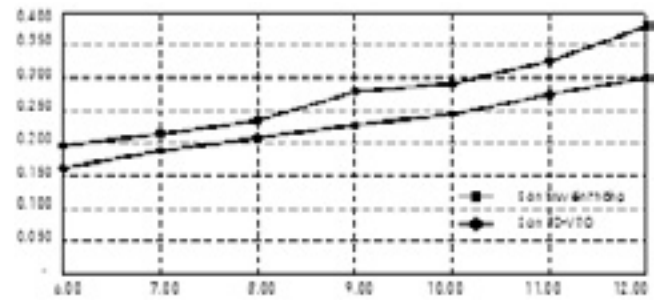
Hình 3.1. Cấu tạo sàn 3D-VRO



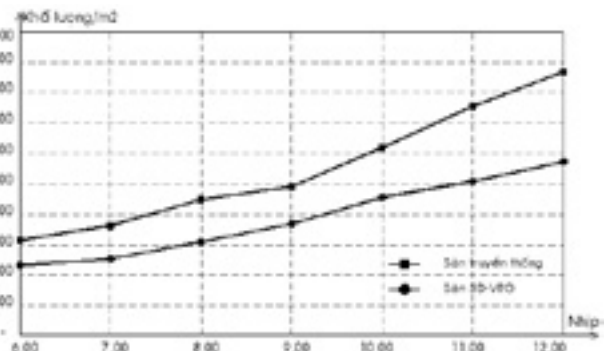
Hình 4.1. Lắp dựng cốt pha, cốt thép sàn



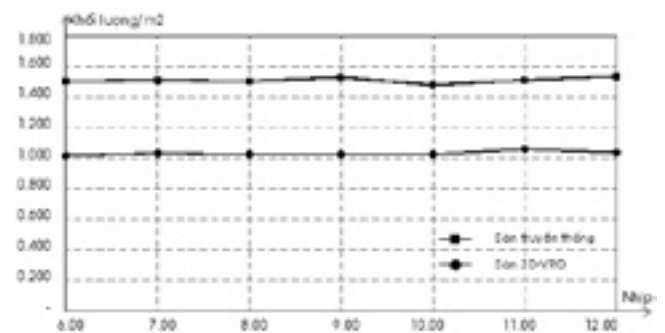
Hình 4.2. Đồ bê tông sàn



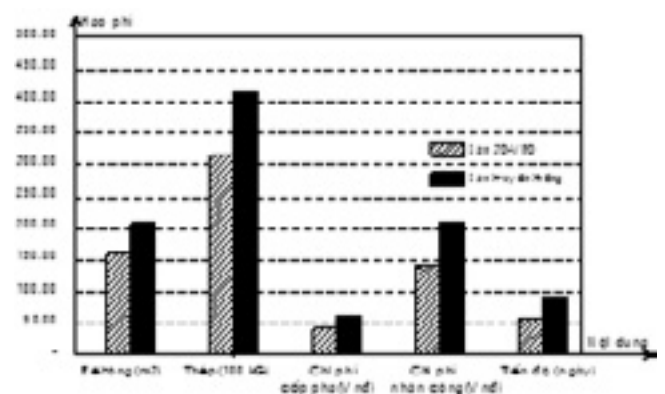
Hình 5.1: Biểu đồ so sánh khối lượng bê tông trên 1m² sàn xây dựng



Hình 5.2: Biểu đồ so sánh khối lượng thép trên 1m² sàn xây dựng



Hình 5.3: Biểu đồ so sánh diện tích cốt pha trên 1m² sàn xây dựng



Hình 5.4: Biểu đồ so sánh tổng hợp các chỉ tiêu trên cùng một nhịp sàn điển hình (L=12m)

Bảng 1: So sánh khối lượng bê tông trên 1m² sàn xây dựng (m³)

Nhịp (m)	6.00	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00
Sàn truyền thống	0.193	0.208	0.225	0.272	0.289	0.339	0.374
Sàn hộp 3D-VRO	0.162	0.185	0.202	0.216	0.240	0.268	0.297

Bảng 2: So sánh trọng lượng thép trên 1m² sàn xây dựng (tấn)

Nhịp (m)	6.00	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00
Sàn truyền thống	31.387	35.124	44.467	49.539	62.663	74.797	87.013
Sàn hộp 3D-VRO	23.390	25.358	31.356	37.407	44.462	50.952	57.063

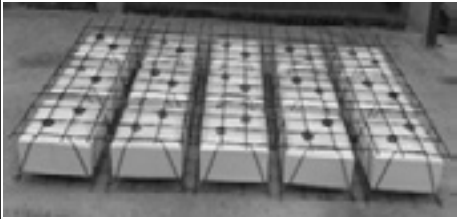
Bảng 3: So sánh diện tích cốt pha trên 1m² sàn xây dựng gồm cả dầm (m²)

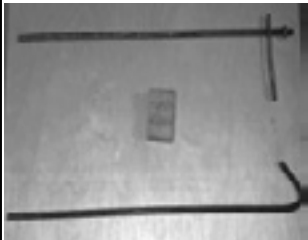
Nhịp (m)	6.00	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00
Sàn truyền thống	1.541	1.545	1.542	1.568	1.538	1.531	1.582
Sàn hộp 3D-VRO	1.067	1.071	1.069	1.072	1.070	1.169	1.163

Bảng 4: Bảng dự toán hạng mục công trình theo phương án sàn truyền thống

Stt	MS CV	Tên công việc	ĐV Tính	Khối lượng	Đơn giá		Thành tiền (Vnd)		
					Vật liệu	Nhân công & Máy	Vật liệu	Nhân công & Máy	
	HM	SÀN TẦNG ĐIỀN HÌNH							
1	SB.21325	Bê tông sàn mái, đá 1x2, mác 300	m ³	605.42	1.266.720	697.270	766.891.350	422.136.59	
		Sàn: 84*31,6*0,2 = 530,88							
		Dầm trục 1-10: 10*26,4*1,4*0,15 = 55,44							
		Dầm trục A: 86,8*1,0*0,22 = 19,096							
2	SB.21951	Sản xuất lắp đặt cốt thép dầm, giằng, d <=10mm	100kg	50.00	1.673.720	974.450	83.685.900	48.722.500	
		5000/100 = 50							
3	SB.21953	Sản xuất lắp đặt cốt thép dầm, giằng, d >18mm	100kg	140.00	1.722.520	412.370	241.153.360	57.73.,520	
		14000/100 = 140							
4	SB.21972	Sản xuất lắp đặt cốt thép sàn mái, d >10mm	100kg	180.00	1.722.520	558.710	310.054.32	100.567.440	
		18000/100 = 180							
5	SB.23710	Gia công, lắp dựng, tháo dỡ ván khuôn cho bê tông đổ tại chỗ, ván khuôn gỗ gia cố, sàn, mái	m ²	2,907.2	39.530	73.871	114.921.62	214.757.770	
		Sàn: 84*31,6 = 2.654,4							
		Dầm trục 1-10: 10*26,4*0,15*2 = 79,2							
		Dầm trục A: 86,8*1,0*2 = 173,6							
	THM	CỘNG HẠNG MỤC (LÀM TRÒN)						2.360.218.000	

Bảng 5: Bảng dự toán hạng mục công trình theo phương án sàn 3D-VRO

STT	Tên công tác	Đơn vị	Khối lượng	Thành tiền (Vnd)		
				Vật tư	Nhân công & máy	Tổng
	I. Phần vật tư xây dựng nền			1.133.559.380	358.699.847	1.492.259.227
1	Bê tông sản xuất thương phẩm, đổ bằng bơm cần, bê tông đổ đầm sàn phẳng 3D, bê tông đá 1x2, mác 450#	m ³	549,6	601.806.780	109.919.046	711.725.827
2	Công tác lắp dựng cốt thép bê tông tại chỗ, cốt thép sàn, nắm mũ cột, đầm bo sàn	Tấn	36.18	416,070,000.	90,450,000.	506,520,000.
3	Nhân công lắp đặt tấm sàn S-VRO + các phụ kiện VRO	m ²	1.441	0,	21.615.000	21.615.000
4	Ván khuôn cho bê tông đổ tại chỗ, ván khuôn sàn phẳng, đầm	100 m ²	21,03	115.682.600	136.715.800	252.398.400
	II. Phần vật tư tấm lưới thép VRO cung cấp (tính theo khối lượng sản phẩm giao nhận bóc tách riêng xốp và thép)	m ²		659.829.582	29.406.684	689.236.266
5	Tấm S-VRO dày khoảng cách lưới thép hai mặt là 32.0cm. Lưới thép lớp dưới của panel là f3@130x(130&80). Lưới thép lớp trên của panel f5.5@130x(130&80), ziczac 2phương f4@235x(390&80) Xốp không bắt lửa kích thước 370x370x290 tỷ trọng 10 kg/m³	m ²	1.441	Ghi chú: - Tấm S-VRO bao gồm 2 phần: Thép lưới và hộp xốp được phân tích khối lượng và giá như ở mục 5.1 và 5.2 phía dưới. - Diện tích tấm S-VRO là vùng sàn có đặt xốp không bao gồm các lỗ mở cầu thang bộ, thang máy, ô thông tầng, đầm, mũ cột... 		
5.1	Lưới thép lớp dưới của panel là f3@130x(130&80), lưới thép lớp trên của panel là f5.5@130x(130&80), ziczac hai phương f4@235x(390&80), lưới nối các đầu panel (bao gồm cả nhân công sản xuất thành panel)	kG	9.012	148.123.719	0	148.123.719
5.2	Xốp không bắt lửa kích thước 370x370x290 tỷ trọng 10 kg/m ³	hộp	6.528	412.938.762	0	412.938.762
6	Khung răng lược chống cắt tăng cường nắm mũ cột f12.3, L=900mm, chiều dài răng 340mm. (Chủ đầu tư có thể tự cung cấp). 	Khung	1.779	98.767.102	0	98.767.102

7	Vận chuyển tấm S-VRO và các phụ kiện khung thép chống cắt mũ cột, lưới thép bổ sung lớp mặt sàn đến công trình, xe 8 tấn thùng xe 2.4x9.2x2.4m	Xe	10,35	0	29.406.684	29.406.684
8	Gói phụ kiện kèm theo miễn phí gồm: Con kê thép sàn lớp dưới, thanh ty chống nổi, thanh móc chống bênh. 	Trộn gói		 		
TỔNG CỘNG CHI PHÍ TRỰC TIẾP				1.793.388.963	388.106.531	2.181.495.494
CỘNG HẠNG MỤC (LÀM TRÒN)				2.181.000.000		

- Bước 2: Lắp đặt thép dầm biên có đai;
- Bước 3: Lắp đặt thép dầm (không đai) và khóa đầu cột;
- Bước 4: Lắp đặt khung U chống cắt vào vị trí dầm khóa đầu cột;
- Bước 5: Lắp đặt các mô đun 3D-VRO Panel theo vị trí thiết kế;
- Bước 6: Buộc và định vị thép dầm đầu cột với khung thép U;
- Bước 7: Lắp đặt khung U chống cắt mũ cột;
- Bước 8: Lắp đặt lưới thép mũ cột;
- Bước 9: Lắp đặt khung răng lược chống cắt;
- Bước 10: Lắp vít chống nổi và đổ bê tông

5. So sánh một số chỉ tiêu giữa công nghệ xây dựng sàn 3D-VRO và công nghệ xây dựng sàn truyền thống

Tiến hành so sánh cùng một mức nhịp sàn, cùng chịu tải trọng và có chuyển vị (độ võng sàn) tương đương nhau. Đánh giá các chỉ tiêu sau: khối lượng bê tông, trọng lượng cốt thép, diện tích cốp pha (tính trên 1m² sàn xây dựng) và tổng hợp các chỉ tiêu trên cùng 1 nhịp sàn điển hình. Ví dụ cụ thể so sánh chi phí cho một sàn tại một công trình thực tế theo hai phương án sàn.

5.1. So sánh về khối lượng bê tông (bảng 1)

5.2. So sánh về trọng lượng cốt thép (bảng 2)

Hình 5.2: Biểu đồ so sánh khối lượng thép trên 1m² sàn xây dựng

5.3. So sánh về diện tích cốp pha (bảng 3)

Hình 5.3: Biểu đồ so sánh diện tích cốp pha trên 1m² sàn xây dựng

5.4. So sánh tổng hợp các chỉ tiêu trên cùng một nhịp sàn điển hình (L=12m) (Hình 5.4)

5.5. Ví dụ thực tế:

So sánh 2 phương án sàn điển hình theo phương án truyền thống và theo phương án sàn 3D-VRO tại công trình “Trung tâm thương mại - chợ Trương Định”. Địa điểm: Số 461 đường Trương Định – phường Tân Mai – quận Hoàng Mai – Hà Nội. Chủ đầu tư: Công ty TNHH trung tâm thương mại Trương Định (bảng 4 và bảng 5)

6. Kết luận

Sàn 3D-VRO ở Việt Nam hiện nay được coi là một giải pháp kết cấu công nghệ mới mang lại hiệu quả cao như: thi công nhanh, vượt nhịp lớn, không gian tối ưu cho kiến trúc, tăng khả năng chịu lực của kết cấu, tăng khả năng chống cháy, giảm chi phí xây dựng dẫn đến giảm giá thành sản phẩm.

Để việc ứng dụng công nghệ sàn 3D- VRO rộng rãi cần phải có đội ngũ chuyên gia giỏi, nhiều kinh nghiệm và đội ngũ công nhân chuyên nghiệp. Mặt khác nhà nước cần có chính sách khuyến khích các chủ đầu tư mạnh dạn ứng dụng các công nghệ xây dựng tiên tiến trong đó có công nghệ sàn 3D- VRO để rút ngắn thời gian thi công, giảm chi phí đầu tư dựng công trình.../.

Tài liệu tham khảo

1. Công ty Cổ phần VRO, Hồ sơ năng lực, Hà Nội, 2016, 15-40.
2. Phan Quang Minh, Ngô Thế Phong và Nguyễn Đình Cống, Kết cấu bê tông cốt thép phần cấu kiện cơ bản, Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật, Hà Nội, 2006, 2-8.
3. Tiêu chuẩn TCVN 7575:2007 - Tấm 3D Panel dùng trong xây dựng, Hà Nội, 2007, 1-7.

Quy trình thi công sàn U-boot Beton tại Việt Nam

Construction procedure of Beton U-boot slab in Vietnam

Nguyễn Hoài Nam

Tóm tắt

Sàn UbootBeton là giải pháp sàn nhẹ hai phương toàn khối sử dụng các hộp nhựa rỗng tái chế U-Boot để tạo thành các hệ dầm chìm chữ I đan xen theo hai phương vuông góc. U-Boot Beton được ứng dụng trong sàn phẳng không dầm vượt nhịp cũng như chịu tải trọng lớn. Với trọng lượng nhẹ, tính cơ động cũng như mô đun đa dạng, người thiết kế có thể thay đổi thông số kỹ thuật khi cần trong mọi trường hợp để phù hợp với các yêu cầu kiến trúc. Tuy nhiên, hiện nay chưa có quy trình thi công, nghiệm thu hay quản lý chất lượng nào cụ thể về dạng sàn U boot, bài báo này đưa ra quy trình thi công dạng sàn kể trên.

Từ khóa: Xây dựng công trình, quy trình thi công, sàn uboot beton

Abstract

Beton U-Boot slab is light crossed monolithic slab solution of which crossed interlace I beam is made by using recycled hollow polypropylen boxes. Beton U-Boot is used for flat floor without beam crossing large span and under heavy load. Due to the light weight, flexibility and various module of Beton U-Boot slab, the designer easily changes the specifications to adapt to other architectural requirements. However, the construction procedure, acceptance and quality management of Beton U-Boot slab has not been specified in detail. This article proposes construction procedure for this type of slab.

Keywords: Construction, construction process, Beton U-Boot Slab

TS. Nguyễn Hoài Nam

Khoa Xây dựng

Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Email: <hoainam1507@gmail.com>

1. Tổng quan

Công nghệ sàn Uboot Beton so với sàn truyền thống khác có nhiều ưu việt nổi trội về nhiều mặt do đây là loại kết cấu sàn sử dụng vật liệu hiệu quả cao, phần bê tông không hoặc ít tham gia chịu lực được thay thế bằng các hộp nhựa Uboot rỗng làm giảm trọng lượng bản thân kết cấu.

- Ưu điểm:

• Khả năng vượt nhịp và chịu tải cao hơn nhiều lần so với sàn BTCT thông thường với cùng chiều dày.

• Giảm khối lượng và trọng lượng bê tông 30%.

• Giảm khối lượng Thép sử dụng từ 15-20%.

• Cải thiện khả năng cách âm, cách nhiệt.

• Giảm lượng CO2 thải ra, thân thiện với môi trường.

- Hạn chế:

• Giảm độ cứng chống uốn (-15%).

• Giảm sức chịu cắt của mặt sàn.

2. Công nghệ sàn U-Boot Beton tại Việt nam

Hệ sàn U-Boot Beton đã được chuyển giao vào Việt Nam từ năm 2012 (và được công ty TNHH xây dựng Lâm Phạm ký hợp đồng độc quyền và chuyển giao công nghệ) với các công nghệ hệ sàn U-Boot Beton:

+ Công nghệ sàn đổ tại chỗ: Gép ván khuôn, đặt thép lưới lớp dưới, lắp hộp Uboot, đặt thép lưới lớp trên, đặt thép nối, thép gia cường, thép chịu cắt và đổ bê tông hai lần tại công trường.

+ Công nghệ sàn bán lắp ghép: Chế tạo sẵn cấu kiện gồm lưới thép, thép gia cường đúc bê tông 6cm tại xưởng. Vận chuyển tới công trường, lắp dựng vào vị trí, đặt hộp U-Boot Beton, lắp dựng lớp thép trên và đổ bê tông lần 2.

Tuy nhiên, công nghệ sàn bán lắp ghép ít được sử dụng.

Đã có nhiều công trình tại 2 thành phố lớn Hà Nội, Thành phố Hồ Chí Minh và một số địa phương khác đã áp dụng công nghệ này như:

+ Trường mầm non quốc tế - Phường Dịch Vọng, quận Cầu Giấy, TP, Hà Nội (Hình 1.6 e).

+ Cao ốc văn phòng 14 tầng ,Châu Tấn

+ Khách sạn Kiều Dung, tỉnh Quảng Bình.

+ Chung cư 25 tầng Lô G1, Khu đô thị lán bè, cột 8 phường Hồng Hà, thành phố Hạ Long.

+ Khách sạn Glory Home tại số 771 Trần Xuân Soạn, quận 7, Thành phố Hồ Chí Minh

3. Trình tự thi công các loại sàn U-Boot Beton

3.1. Trình tự thi công sàn bê tông không dầm U-Boot Beton đổ tại chỗ

Trình tự thi công thì phải được đề xuất trong biện pháp thi công của nhà thầu và thông thường trình tự thi công sàn U-Boot Beton được thực hiện theo các bước thứ tự như sau: Lắp dựng hệ ván khuôn ► Công tác cốt thép và đặt hộp ► Neo sàn ► Đổ bê tông sàn ► Tháo hệ ván khuôn.

Trình tự cụ thể của các bước như sau:

Bước 1. Lắp dựng hệ ván khuôn, đà giáo, cột chống (hình 5)

Bước 2. Công tác cốt thép và đặt hộp nhựa (hình 6)

+ Lắp đặt lưới thép dưới; Liên kết các tấm thép lớp dưới; Lắp thép dưới liên kết với dầm, vách; Đặt lưới thép tăng cường lưới dưới; Tạo lớp bê tông bảo vệ; Lắp đặt thép gia cường lưới dưới; Lắp đặt hộp Uboot và định vị (Hình 7)



Hình 1. Chung cư Glory Palace tại Khố 15, phường Trảng Thi, Thành phố Vinh, Nghệ An



Hình 2. Công ty Cổ phần DEVYT, Cầu Giấy, Hà Nội



Hình 3. Trụ sở tổng công ty 36 tại Nam Đồng, Hà Nội



Hình 4. Tòa Nhà 25 tầng – Hà Long, CĐT: UBND Tỉnh Quảng Ninh

Công tác thi công lắp đặt hộp U-boot theo trình tự như sau:

- Lấy hộp U-boot đầu tiên làm chuẩn, xếp vuông góc các hộp theo 2 phương, các hộp được xếp theo cùng chiều mũi tên chỉ hướng đã được dập nổi trên mặt hộp. Các hộp được định vị với nhau bằng các thanh nổi.
 - Tiến hành rải lần lượt các hộp theo hàng U-boot đã được định vị sẵn.
 - Lắp đặt các thanh nổi theo kích thước giữa 2 hộp theo thiết kế, đảm bảo các hộp thẳng hàng, đúng khoảng cách.
 - Lắp đặt các loại thép gia cường, con kê và thép kê để đảm bảo khoảng cách giữa 2 lớp thép và đảm bảo chiều dày bê tông lớp trên.
 - Lắp đặt lớp thép trên và thi công các công việc tiếp theo (hình 7).
- Nghiệm thu lắp đặt hộp U-boot:
- Các hộp phải được lắp thẳng hàng, có đầy đủ các thanh neo (nổi), không để hộp bị vỡ nứt trước khi lắp đặt thép lớp trên. Nếu có hộp vỡ nứt sẽ phải thay thế ngay. (Hình 8)
 - Kiểm tra lại toàn bộ số lượng hộp, khoảng cách định vị thanh nổi U-boot theo bản vẽ thiết kế.
 - Tiếp tục tiến hành thi công lắp đặt thép lớp trên và các

thép gia cường.

- Có biện pháp neo/cố định lớp thép trên và dưới với nhau để chống hiện tượng đẩy nổi khi đổ bê tông. (Hình 9)

- Chú ý: việc thi công có thể gây ra việc xô lệch vị trí các hộp, người thi công được yêu cầu cần hạn chế việc đứng trên bề mặt hộp khi chưa lắp đặt thép lớp trên. Khi tháo các thanh nổi để tiện cho việc lắp thép, cần lắp lại ngay như ban đầu sau khi công tác lắp dựng thép hoàn thành.

Bước 3. Đổ bê tông sàn

Bê tông được đổ tối thiểu 2 lần:

Lần 1 đảm bảo kín chân hộp đến $\frac{1}{2}$ chiều cao hộp, tiến hành đầm kỹ, đầm xung quanh hộp, đảm bảo bê tông được chèn kín - đủ phần dưới đáy hộp.

Lần 2: Việc đổ bê tông lần hai phải tuân thủ các hướng dẫn của các kỹ sư công trường, phải chờ một thời gian để bề mặt bê tông của lớp 1 se lại, thời gian se của bề mặt bê tông phụ thuộc vào yếu tố thời tiết và cấp phối của bê tông. Sau khi được sự cho phép của các kỹ sư hiện trường với tiếp tục đổ đảm bảo theo chiều dày thiết kế. Bê tông sàn Uboot đổ hoàn thành thì ta tiến hành đổ bê tông tại các vị trí tiếp giáp với sàn Uboot.

Một số điều cần lưu ý trong quá trình thi công đổ bê tông sàn U-boot Beton:



Hình 5. Lắp dựng hệ cột chống, đà giáo và ván khuôn cho sàn U-Boot Beton



Hình 6. Lưới thép cho sàn U-Boot Beton



Hình 7. Lắp đặt hộp nhựa cho sàn U-Boot Beton



Hình 8. Kiểm tra hộp uboot



Hình 9. Neo cố định thép lớp trên và dưới



Hình 10. Đổ bê tông lần 1



Hình 11. Đổ bê tông lần 2

- Không nhún nhảy trên hộp trong quá trình thi công.
- Tuân thủ tuyệt đối các quy cách đổ do kỹ sư LPC yêu cầu.
- Nếu xảy ra trường hợp đẩy nổi làm bênh hộp U-boot, vẫn đảm bảo bình thường, sau khi đầm xong dùng các vật nhọn hoặc búa tạo trên bề mặt tấm U-boot một lỗ thủng nhỏ, khí nén trong hộp sẽ được xì ra để cân bằng áp suất với bên ngoài, sau đó dùng chân ép hộp U-boot xuống tiến hành đổ bê tông lần 2.

Bảo dưỡng và tháo dỡ ván khuôn sàn U-boot

Quy trình bảo dưỡng và tháo dỡ ván khuôn sàn U-boot giống như sàn bê tông cốt thép thông thường

• Nếu đổ bê tông sàn trong thời tiết nắng – nóng, độ ẩm thấp: Cần có biện pháp che đậy ngay sau khi hoàn thành bề mặt sàn. Đồng thời tiến hành tưới nước bảo dưỡng định kỳ sau khi bê tông sàn đông cứng.

• Nếu đổ bê tông sàn vào buổi tối hoặc thời tiết mát, độ ẩm cao, có thể tiến hành tưới nước bảo dưỡng định kỳ sau khi bê tông sàn đông cứng.

3.2. Trình tự thi công sàn bê tông không dầm Uboot Beton đổ tại chỗ ứng dụng trong thi công móng bè (Móng bè nhẹ với Uboot Beton).

Việc ứng dụng thi công sàn Uboot beton vào trong móng bè là một ưu điểm nổi trội của sàn này trong điều kiện nước ta có rất nhiều khu vực đất yếu.

Trình tự các bước thi công của sàn Uboot Beton ứng dụng trong móng bè cũng tương tự như thi công Uboot Beton sàn, chỉ khác các công tác sau:

• Thay vì công tác làm ván khuôn đáy, cây chống thì tiến hành làm bằng phẳng nền mặt đất tự nhiên và đổ bê tông lớp dưới theo thiết kế.

• Công tác ván khuôn biên được lắp sau khi tiến hành đặt hộp Uboot và các công tác thép khác.

Trình tự này được sơ đồ hóa như hình 12:

3.3. Trình tự thi công sàn Uboot Beton bán lắp ghép

Trình tự thi công loại sàn này được sơ đồ hóa như hình 13.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

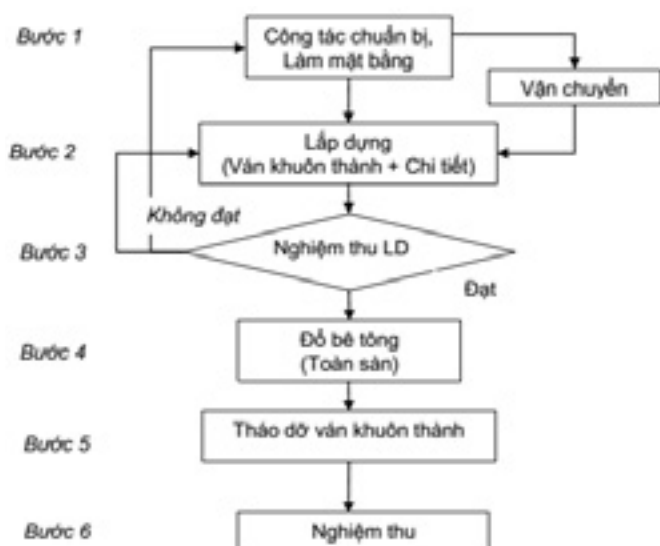
Kết luận

U-Boot Beton là một công nghệ thi công sàn bê tông cốt thép mang tính cách mạng trong xây dựng khi sử dụng những hộp bằng nhựa tái chế để thay thế phần bê tông không tham gia chịu lực ở thớ giữa của bản sàn, làm giảm đáng kể trọng lượng bản thân kết cấu và vượt nhịp lớn. Bản sàn U-Boot Beton phẳng, không dầm, liên kết trực tiếp với hệ cột, vách chịu lực, có nhiều ưu điểm về mặt kỹ thuật và kinh tế. Tuy nhiên với điều kiện tại Việt Nam, hạ tầng kỹ thuật xã hội chưa cao, quá trình áp dụng công nghệ thi công sàn U-Boot Beton do chưa hiểu rõ về quy trình công nghệ, quy trình thi công chưa tốt nên vẫn chưa áp dụng được rộng rãi.

Tác giả đã tiến hành tìm hiểu công nghệ thi công sàn U-Boot Beton, công tác thi công sàn U-Boot Beton trong thực tế, để từ đó đề xuất quy trình thi công sàn U-Boot Beton đảm bảo chất lượng và phù hợp với điều kiện Việt Nam.

Kiến nghị

Để chất lượng thi công sàn U-Boot



Hình 12. Trình tự thi công móng bê nhẹ sử dụng hộp Uboot Beton

Beton ngày càng hiệu quả hơn, cần phải có nhiều nghiên cứu, khảo sát, đánh giá hiệu quả ưu nhược điểm của công nghệ sản U-Boot Beton, nghiên cứu kỹ những sự cố gặp phải trong quá trình thi công sản U-Boot Beton khi áp dụng công nghệ này tại Việt Nam.

Hiện nay công nghệ sản U-Boot Beton ngày càng được nhiều chủ đầu tư sử dụng cho những công trình của mình, tuy nhiên đây là công nghệ mới nên công tác quản lý chất lượng, quản lý thi công đối với sản này hầu hết do các đơn vị tự lập và tự thực hiện.

Kiến nghị các cơ quan chức năng sớm xây dựng và ban hành tiêu chuẩn, hướng dẫn kỹ thuật chung để có một quy trình thi công, nghiệm thu sản U-Boot Beton thống nhất trong lĩnh vực xây dựng khi áp dụng công nghệ này./.



Hình 13. Trình tự thi công sàn Uboot Beton bán lắp ghép

Tài liệu tham khảo

1. Công ty TNHH Xây dựng Lâm Phạm – Tài liệu kỹ thuật 2012;
2. Nguyễn Văn Hùng: Phân tích thực nghiệm và mô phỏng ứng xử sàn Uboot chịu tác dụng của tải trọng tĩnh - Luận văn thạc sỹ chuyên ngành kỹ thuật xây dựng dân dụng và công nghiệp, 2014;
3. Tiêu chuẩn cơ sở TCCS 002:2011. Sàn bê tông không dầm có lỗ rỗng – Tiêu chuẩn thiết kế, chế tạo và lắp ráp, 2011;
4. QTTC&NT 01-2015/PLC-DALIFROM: Quy trình thi công và nghiệm thu sàn Uboot Beton; 2015.

Lựa chọn mô hình đất nền khi tính toán móng cọc...

(tiếp theo trang 76)

4.3. Mô hình Hardening Soil (H-S)

Mô hình H-S là mô hình đàn dẻo loại Hyperbolic. Đây là mô hình đất tiên tiến sử dụng lý thuyết dẻo thay vì lý thuyết đàn hồi, có xét đến đặc tính chảy của đất và biến phá hoại. Mô hình có thể mô phỏng cả sự tăng bền do ứng suất tiếp và ứng suất pháp. Khi chịu tác dụng của ứng suất lệch sơ cấp, đất sẽ giảm độ cứng đồng thời phát triển biến dạng dẻo. Quan hệ giữa biến dạng dọc trục và ứng suất lệch có thể được mô tả bằng một đường Hyperbol. Mô hình này có thể khắc phục được nhược điểm của mô hình M-C trong mô tả ứng xử của đất nền khi làm việc chịu tải – dỡ tải - gia tải lại.

Trong hình 8, ta nhận thấy mô hình H-S mô phỏng ứng xử làm việc phi tuyến của đất tốt hơn mô hình M-C. Ngoài ra mô hình H-S lưu lại được ứng suất tiền cố kết;

Trong hình 9, mối quan hệ giữa ứng suất và biến dạng dọc trục của mô hình M-C chỉ có một đường nén và nở trùng nhau nên không thể hiện được biến dạng dư trong quá trình thí nghiệm như mô hình H-S.

5. Kết luận

Báo cáo đã phân tích ảnh hưởng của hiện tượng hóa lỏng đến sự làm việc của cọc đơn và móng cọc. Bên cạnh

đó bài báo khái quát lại một số phương pháp đánh giá khả năng hóa lỏng, cơ chế phá hủy của cọc đơn và nhóm cọc khi hóa lỏng.

Khi xem xét về mô hình đất nền, ta nhận thấy mô hình tái bền Hardening Soil phản ánh ứng xử của nền đất khi hóa lỏng phù hợp với thực tế hơn các mô hình khác. Do đó, khi mô hình tính toán móng cọc trong điều kiện có khả năng xảy ra hóa lỏng ta nên ưu tiên lựa chọn mô hình đất nền H-S để khảo sát./.

Tài liệu tham khảo

1. Trần Văn Việt (2008), Cẩm nang dùng cho Kỹ sư địa kỹ thuật, Nhà xuất bản xây dựng.
2. TCVN 9386-2:2012 – Thiết kế công trình chịu động đất, phần 2 – nền móng, tường chắn và các vấn đề địa kỹ thuật.
3. Gopal Madabhushi, Jonathan Knappett, Stuart Haigh, Design of pile foundations in liquefiable soils, World Scientific Publishing Co. Pte.Ltd, 2009.
4. Plaxis 3D Foundation Manual 2012.

Phân tích các phương pháp đánh giá chất lượng trong kiểm định công trình bê tông cốt thép

Analysis of quality assessment methods in reinforced concrete building inspection

Vũ Hoàng Hiệp

Tóm tắt

Bài báo giới thiệu các phương pháp đánh giá chất lượng công trình sử dụng trong công tác kiểm định. Dựa trên những phân tích, so sánh và ví dụ áp dụng các phương pháp, rút ra phạm vi áp dụng phương pháp đánh giá để kiểm định công trình bê tông cốt thép.

Từ khóa: Kiểm định công trình, phương pháp tổng hợp, kiểm tra khả năng chịu lực.

Abstract

This article introduces quality assessment methods of buildings using in inspection work. Based on analyses, comparisons and examples of application methods, the scope of application is concluded for the reinforced concrete structure inspection.

Keywords: Building inspection, synthesis method, check load capacity.

TS. Vũ Hoàng Hiệp

Khoa Xây dựng

Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Email: vhhiep91@gmail.com

1. Đặt vấn đề

Kiểm định công trình xây dựng là hoạt động khảo sát, kiểm tra, đo đạc, thí nghiệm, định lượng một hay nhiều tính chất của sản phẩm hoặc kết cấu công trình. Trên cơ sở đó căn cứ vào mục tiêu kiểm định, tiến hành phân tích, so sánh, tổng hợp, đánh giá và rút ra những kết luận về công trình theo quy định của thiết kế về tiêu chuẩn xây dựng hiện hành được áp dụng.

Hiện nay, các công trình xây dựng được chuyển đổi mục đích sử dụng, các công trình gặp sự cố và các công trình xuống cấp có nhu cầu cải tạo nâng cấp chiếm một số lượng không nhỏ. Việc kiểm định đánh giá chất lượng công trình cũ là một cơ sở để chủ đầu tư quyết định phương án sửa chữa, cải tạo hay phải tháo dỡ công trình nhằm đảm bảo an toàn sử dụng. Kết quả đánh giá còn phục vụ cho công tác thiết kế cải tạo công trình. Vì vậy, công tác kiểm định đánh giá chất lượng công trình không chỉ là công việc của cơ quan kiểm định, giám định chất lượng mà kể cả chủ đầu tư và tư vấn thiết kế cũng cần hiểu về nó với các mức độ phù hợp. Bài báo này đề cập đến một bước quan trọng của quy trình kiểm định là bước đánh giá chất lượng của kết cấu công trình.

2. Giới thiệu phương pháp đánh giá chất lượng kết cấu công trình theo các quy trình kiểm định

2.1. Đánh giá theo chỉ số độ tin cậy

Trong cơ học công trình, chẩn đoán kỹ thuật công trình hay đánh giá công trình hiện hữu là một trong những lĩnh vực quan trọng. Bài toán chẩn đoán kỹ thuật công trình là bài toán dự báo, đánh giá về khả năng chịu lực, mức độ an toàn của công trình hiện hữu theo số liệu đo đạc hiện trường và ý kiến chuyên gia. Về bản chất đây là bài toán tính toán độ tin cậy của công trình hiện hữu. Khi có đủ các số liệu về vật lý, hình học và tải trọng, tìm được kỳ vọng và phương sai của các tham số chẩn đoán thì áp dụng phương pháp chẩn đoán bằng cách tính toán lại trong điều kiện thông tin ngẫu nhiên. Từ giá trị chỉ số độ tin cậy của công trình (β) xếp hạng an toàn của công trình vào một trong 5 loại [1]:

- Chất lượng tốt;
- Đủ an toàn;
- Cần gia cố sửa chữa, vẫn cho sử dụng;
- Cần đình chỉ để sửa chữa;
- Đình chỉ sử dụng, phá bỏ.

Trên thế giới đã có những tiêu chuẩn quy định phân loại an toàn theo chỉ số độ tin cậy của công trình β [3, 5].

2.2. Đánh giá theo phương pháp tổng hợp

Trình tự tiến hành kiểm định chất lượng, xác định mức độ nguy hiểm của công trình theo Tiêu chuẩn TCVN 9381:2012 [2] gồm các bước: Khảo sát sơ bộ, khảo sát chi tiết, phân tích đánh giá và lập báo cáo.

Phương pháp đánh giá tổng hợp tiến hành theo 3 bước sau:

- Bước 1: Xác định tổng số cấu kiện nguy hiểm (Theo quy định của tiêu chuẩn đánh giá và các tiêu chuẩn thiết kế liên quan).
- Bước 2: Tính tỷ số phần trăm các cấu kiện nguy hiểm trong các bộ phận công trình (nền móng, kết cấu chịu lực, kết cấu bao che) - ký hiệu là p .
- Bước 3: Xác định các hàm phụ thuộc của các bộ phận nhà theo các cấp a, b, c, d - ký hiệu là $\mu_a, \mu_b, \mu_c, \mu_d$.
- Bước 4: Xác định các hàm phụ thuộc của nhà theo các cấp A, B, C, D - ký hiệu là $\mu_A, \mu_B, \mu_C, \mu_D$.
- Bước 5: Tuỳ vào các trị số hàm phụ thuộc, đánh giá mức độ nguy hiểm của nhà

theo 4 cấp quy định:

Cấp A (khả năng chịu lực của kết cấu thỏa mãn yêu cầu sử dụng bình thường, kết cấu nhà an toàn);

Cấp B (có biệt có cấu kiện nguy hiểm, khả năng chịu lực của kết cấu cơ bản đáp ứng yêu cầu sử dụng);

Cấp C (xuất hiện tình trạng nguy hiểm cục bộ).

Cấp D (nhà xuất hiện tình trạng nguy hiểm tổng thể).

2.3. Đánh giá theo tính toán kiểm tra kết cấu

Phương pháp đánh giá dựa theo tính toán, kiểm tra khả năng chịu lực của kết cấu, các cấu kiện được quy định trong tiêu chuẩn của Liên bang Nga SP 13-102 [7].

Theo tiêu chuẩn này, sau bước khảo sát là bước đánh giá chất lượng công trình được tiến hành dựa trên quá trình tính toán kiểm tra kết cấu và các cấu kiện, quy định như sau:

- Việc tính toán công trình và xác định nội lực trong các cấu kiện do tải trọng sử dụng được tiến hành trên cơ sở các phương pháp cơ học kết cấu và sức bền vật liệu. Các tính toán có thể được thực hiện bằng các phương pháp kỹ thuật trên máy tính với các phần mềm chuyên dụng. Đồng thời các tính toán đó được tiến hành trên cơ sở và có kể đến các thông số khảo sát thực tế được:

+ Các thông số hình học của nhà và các bộ phận của nó: nhịp, chiều cao, kích thước các tiết diện tính toán của kết cấu chịu lực;

+ Các gối tựa và liên kết thực tế của các kết cấu chịu lực, sơ đồ tính toán thực tế của chúng;

+ Cường độ tính toán của vật liệu làm kết cấu;

+ Các khuyết tật và hư hỏng ảnh hưởng đến khả năng chịu lực của kết cấu;

+ Tải trọng và tác động thực tế và các điều kiện sử dụng của nhà hoặc công trình.

- Sơ đồ tính toán thực tế được xác định theo kết quả khảo sát. Khi xác định sơ đồ tính toán thực tế về sự làm việc của kết cấu BTCT, cùng với các thông số hình học của chúng, phải kể đến cách đặt cốt thép thực tế và các cách liên kết chúng với nhau.

- Tính toán khả năng chịu lực của kết cấu bê tông cốt thép được tiến hành phù hợp với tiêu chuẩn thiết kế tương ứng. Việc so sánh các đại lượng này chỉ ra mức độ chịu tải thực tế của kết cấu so với khả năng chịu lực của nó.

- Trên cơ sở khảo sát các kết cấu chịu lực, các tính toán kiểm tra và phân tích kết quả của chúng, đưa ra kết luận về tình trạng kỹ thuật của các kết cấu này và có thể đưa ra quyết định về việc sử dụng tiếp theo hay không. Trong trường hợp nếu nội lực trong kết cấu vượt quá khả năng chịu lực của nó, thì tình trạng của kết cấu được xếp vào loại tình trạng không chấp nhận được hoặc tình trạng nguy hiểm.

3. Phân tích các phương pháp đánh giá chất lượng công trình bê tông cốt thép trong kiểm định

Phương pháp đánh giá chất lượng công trình theo chỉ số độ tin cậy khá khó khăn cho thực hành, bởi lý do khó có được đầy đủ các số liệu mà bài toán tính toán độ tin cậy yêu cầu. Do vậy, phương pháp này chỉ thích hợp trong nghiên cứu các trường hợp điển hình.

Hai phương pháp đánh giá theo tiêu chuẩn kiểm định hiện hành của Việt Nam và Liên bang Nga, rõ ràng có tính thực hành cao hơn, đã được áp dụng trong thực tế. Do vậy phần phân tích chỉ tập trung so sánh các ưu, nhược điểm và tính hiệu quả khi áp dụng khi đánh giá chất lượng kết cấu

công trình bê tông cốt thép.

Đánh giá theo phương pháp tổng hợp có ưu điểm lớn nhất là hoàn toàn sử dụng các hàm phụ thuộc khá đơn giản có thông số đầu vào là tình trạng nguy hiểm của các cấu kiện - vốn cũng rất dễ dàng xác định dựa theo quan sát, đo đạc đặc trưng hình học, độ nghiêng, võng, lún, các vết nứt... so sánh với quy định trong tiêu chuẩn kiểm định TCVN 9381:2012. Các chủng loại cấu kiện khác nhau cũng có các trọng số thay đổi trong các hàm phụ thuộc. Ví dụ: Trọng số 2,4 cho cột và vách; 1,9 cho dầm chính và kèo; 1,4 cho dầm phụ; 1 cho sàn.

Nhược điểm của phương pháp đánh giá tổng hợp là trong 1 nhóm cấu kiện dùng chung 1 trọng số, trong khi ảnh hưởng của từng cấu kiện đến khả năng chịu lực cả hệ kết cấu khác nhau. Ví dụ : Cột chính của khung vai trò chịu lực khác cột hành lang trang trí, cột tầng 1 vai trò chịu lực khác cột tầng mái... Đặc điểm của mỗi hệ kết cấu cũng không được xem xét theo phương pháp này.

Phương pháp đánh giá dựa trên tính toán kiểm tra khả năng chịu lực của kết cấu đã khắc phục những nhược điểm của phương pháp tổng hợp. Nếu hiểu công trình thiết kế mới có khả năng chịu lực được tính toán dựa trên các thông số giả định, thì công trình hiện hữu được đánh giá chất lượng bằng việc tính toán khả năng chịu lực dựa vào các thông số thu thập từ hiện trường rồi so sánh với nội lực thực tế cũng được tính toán.

Tuy vậy, việc khảo sát, thu thập đầy đủ các số liệu phục vụ tính toán kiểm tra kết cấu cũng không hề đơn giản. Với công trình bê tông cốt thép, những cấu kiện bị che khuất, dưới ngàm rất khó khảo sát. Ngay bản thân cấu kiện lộ thiên mà kích thước quá lớn, đặt nhiều lớp cốt thép thì cả những kỹ thuật hiện đại nhất của thí nghiệm phá hủy và không phá hủy cũng khó xác minh. Độ chính xác của các kết quả thí nghiệm không phá hủy ngoài hiện trường cũng làm cho thông số đầu vào tính toán gặp sai số.

Chưa cần so sánh kết quả đánh giá, chỉ so sánh kết quả khảo sát cấu kiện phục vụ quá trình đánh giá cũng có thể thấy được sự khó khăn của phương pháp tính toán: Một đài móng cọc, nếu đánh giá theo phương pháp tổng hợp chỉ cần đánh giá tính nguyên vẹn mặt ngoài, đài không bị trôi trượt, nghiêng lệch vượt quá giới hạn quy định trong tiêu chuẩn kiểm định là kết luận được cấu kiện không nguy hiểm; cũng đài cọc này muốn tính toán kiểm tra thì cần phải xác định loại cọc, đặc trưng vật liệu, chiều dài cọc, tính chất đất nền, tính chất cơ học của vật liệu bê tông cọc, đài, chủng loại và cấu tạo, bố trí cốt thép... không dễ dàng xác định.

Để so sánh cụ thể hơn 2 phương pháp đánh giá theo kết quả tổng hợp và kết quả tính toán, mục 4 sẽ trình bày ví dụ bằng số.

4. Ví dụ áp dụng

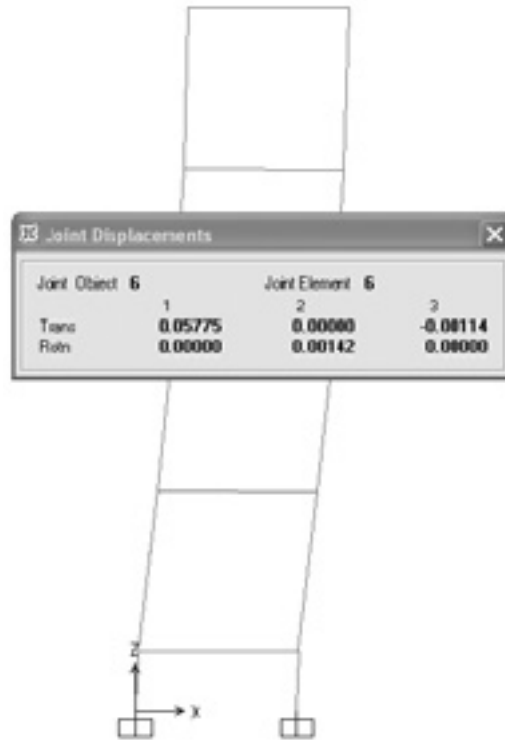
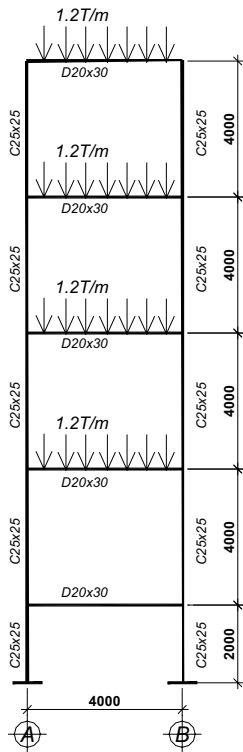
Ví dụ 1: Cho công trình nhà ống BTCT có khung 1 nhịp, 4 bước khung. Giả định chất lượng bê tông xốp rỗng, nứt chân cột A tầng 1 (Hình 1).

Yêu cầu đánh giá chất lượng kết cấu theo phương pháp tổng hợp và theo tính toán kiểm tra kết cấu.

- Đánh giá theo phương pháp tổng hợp:

Tỷ số phần trăm cấu kiện nguy hiểm trong kết cấu chịu lực: $P_{sdm} = 5,83\%$

Sau khi xác định các hàm phụ thuộc các bộ phận nhà, hàm phụ thuộc nhà, đánh giá cấp nguy hiểm của công trình là Cấp B (Công trình có cấu kiện nguy hiểm).



Hình 1. Sơ đồ khung ngang Hình 2. Biến dạng của khung ngang

Khả năng chịu lực của kết cấu cơ bản đáp ứng yêu cầu sử dụng bình 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.

- Đánh giá theo tính toán kiểm tra kết cấu:

Nội lực tại cột tầng 1 không bị hư hỏng bê tông:

Bảng 1. So sánh nội lực cột B tầng 1

Nội lực (kN, kNm)	Trước khi hư hỏng cột A	Sau khi hư hỏng cột A
Mô men	46,0	63,0
Lực dọc	206,3	202,6
Lực cắt	21,0	33,5

Khả năng chịu lực của cột B không đảm bảo khi nội lực tăng, cơ cấu tiếp tục thay đổi dẫn đến kết cấu bị phá hoại, tình trạng nguy hiểm toàn hệ.

Ví dụ 2: Cho công trình trên. Giả định toàn bộ cột nghiêng 1%. Yêu cầu đánh giá chất lượng kết cấu theo phương pháp tổng hợp và theo tính toán kiểm tra kết cấu.

- Đánh giá theo phương pháp tổng hợp:

Tỷ số phần trăm cấu kiện nguy hiểm trong kết cấu chịu lực: $\rho_{sdm} = 58,2\%$

Cấp nguy hiểm của công trình: Cấp C (Công trình có bộ phận nguy hiểm).

Khả năng chịu lực của một số bộ phận kết cấu không thể đáp ứng được yêu cầu sử dụng bình thường, xuất hiện tình trạng nguy hiểm cục bộ.

- Đánh giá theo tính toán kiểm tra kết cấu:

Chuyển vị ngang đỉnh khung vượt quá giới hạn của tiêu chuẩn thiết kế cho phép, khung không đảm bảo yêu cầu sử dụng.

Nhận xét thấy, cùng một đối tượng kiểm định nhưng sử dụng 2 phương pháp đánh giá cho kết quả chất lượng công trình khác nhau. Để đạt hiệu quả cao nhất của công tác kiểm định, mang lại những kết luận chính xác về chất lượng công trình, kiến nghị đánh giá song song 2 phương pháp, chọn mức thấp hơn của 2 kết quả để kết luận tình trạng kỹ thuật của công trình. Tùy thực tế đặc điểm công trình có thể kết hợp 2 phương pháp đánh giá cho từng bộ phận kết cấu. Đối với phần ngầm, nếu không có đủ số liệu tính toán kiểm tra thì có thể dùng cách đánh giá tổng hợp để kết luận tình trạng kỹ thuật. Nếu phần thân kết cấu có đủ số liệu, giả định phần móng đạt yêu cầu an toàn, vẫn có thể tính toán kiểm tra hệ kết cấu.

5. Kết luận

Việc lựa chọn phương pháp đánh giá quyết định nhiều đến kết luận về tình trạng kỹ thuật, chất lượng của công trình khi kiểm định.

Đối với công trình bê tông cốt thép, không dễ khảo sát được đầy đủ số liệu để tính toán kiểm tra kết cấu, nên kết hợp với phương pháp tổng hợp để đánh giá chất lượng công trình.

Đánh giá theo phương pháp tổng hợp vẫn có nhiều ý nghĩa trong triển khai hoạt động kiểm định, tuy nhiên, cần cân trọng áp dụng và có những phân tích khoa học tùy đặc điểm công trình thực tế, tránh máy móc, làm sai lệch kết luận kiểm định. Trường hợp khi số lượng các cấu kiện nguy hiểm ở nhóm có trọng số cao chiếm tỷ lệ lớn, nhất thiết phải phân tích, kiểm tra so sánh thêm với kết quả theo phương pháp tổng hợp./.

Tài liệu tham khảo

1. Nguyễn Văn Pháo, Lê Ngọc Thạch, Trần Văn Liên, Bài toán chẩn đoán kỹ thuật công trình trong điều kiện thông tin mờ, Tuyển tập công trình Hội nghị khoa học Toàn quốc Cơ học vật rắn biến dạng lần thứ 8, tr. 618-627, 2006.
2. Tiêu chuẩn Việt Nam, Chỉ dẫn đánh giá mức độ nguy hiểm của kết cấu nhà, TCVN 9381:2012, 2012.
3. Tiêu chuẩn Nhà nước CHND Trung Hoa, Tiêu chuẩn thống nhất để thiết kế công trình theo độ tin cậy, JB 50153-12, 2012.
4. Trung tâm Thí nghiệm và Kiểm định chất lượng công trình, Báo cáo kiểm định chất lượng các công trình, Đại học Kiến trúc Hà Nội, 2008 - 2014.
5. ISO, General principles on reliability for structures, ISO 2394, 1998.
6. СП 13-102-2003, Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений, Свод правил по проектированию и строительству, 2003.

Đánh giá an toàn kết cấu nhà ở lắp ghép tấm lớn hiện hữu

Safety assessment of preassembled large-size block building

Nguyễn Võ Thông, Đỗ Văn Mạnh

Tóm tắt

Thực hiện Chỉ thị 05/CT-TTg ngày 15/2/2016 của Thủ tướng Chính phủ 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, Bộ Xây dựng đã ban hành Quy trình đánh giá an toàn kết cấu nhà ở và công trình công cộng kèm theo Quyết định số 488/QĐ-BXD ngày 25/5/2016. Bài báo này trình bày nội dung đánh giá an toàn kết cấu cho một công trình nhà ở lắp ghép tấm lớn hiện hữu và đề xuất các kiến nghị sau khi đánh giá theo Quy trình đã ban hành.

Từ khóa: Chung cư cũ, biệt thự cổ, an toàn kết cấu, quy trình kiểm định, nhà lắp ghép tấm lớn

Abstract

This paper presents the safety assessment of preassembled large-size block building and some recommendations after assessment according to the promulgated process were proposed.

Keywords: Old apartment, old villa, safety structure, inspection process, preassembled large-size block building

PGS.TS. Nguyễn Võ Thông
Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng
Email: thongnguyenvo@gmail.com
ThS. Đỗ Văn Mạnh
Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng
Email: domanh.tstu@gmail.com

1. Đặt vấn đề

Hiện nay, ở các thành phố lớn như Hà Nội, TP Hồ Chí Minh hiện còn nhiều nhà đã xây dựng từ lâu, niên hạn trên 60 năm, đặc biệt là các nhà ở, nhà công sở, công trình công cộng xây dựng trước năm 1954, nhà chung cư xây dựng trước năm 1994. Nhìn chung, chất lượng của các công trình này hiện đã bị xuống cấp. Nhiều công trình hết niên hạn sử dụng, bị hư hỏng, tiềm ẩn nguy cơ xảy ra các sự cố, sập đổ. Vì vậy, việc đánh giá an toàn kết cấu của các đối tượng này là một trong các vấn đề cần phải giải quyết cấp bách.

Trước hiện trạng đó, ngày 15/2/2016, Thủ tướng Chính phủ ban hành Chỉ thị 05/CT-TTg 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 [1]. Tuy nhiên với số lượng nhà ở và công trình công cộng, đặc biệt là nhà chung cư và biệt thự cũ lên đến hàng nghìn, thì việc rà soát, đánh giá đó sẽ rất mất thời gian, kinh phí và nhân lực. Vì vậy, để thực hiện công tác đánh giá an toàn kết cấu nhà ở và công trình công cộng, cần phải đưa ra một quy trình cụ thể, thống nhất, dễ áp dụng. Trước tình hình đó, ngày 25/5/2016, Bộ Xây dựng đã ban hành kèm theo Quyết định số 488/QĐ-BXD Quy trình đánh giá an toàn kết cấu nhà ở và công trình công cộng do Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng biên soạn [2].

Hiện nay, công tác đánh giá an toàn kết cấu nhà ở và công trình công cộng đang được thực hiện ở các tỉnh thành trên cả nước. Nhà lắp ghép tấm lớn là dạng nhà được xây dựng phổ biến trong khoảng thời gian những năm 1960 – 1980. Qua quá trình sử dụng, các công trình nhà ở lắp ghép tấm lớn có dấu hiệu xuống cấp, trong đó có nhiều nhà xuống cấp nghiêm trọng như nghiêng, lún, nứt tách, mối nối liên kết hư hỏng..., gây ảnh hưởng tới an toàn cho kết cấu công trình và người trong quá trình khai thác, sử dụng. Nội dung dưới đây trình bày một số kết quả đánh giá an toàn kết cấu trên một công trình cụ thể, ở đây là nhà lắp ghép tấm lớn và đề xuất một số kiến nghị.

2. Kết quả đánh giá an toàn chịu lực của nhà lắp ghép tấm lớn

2.1. Kết quả khảo sát, đánh giá sơ bộ (Giai đoạn 1)

2.1.1. Kết quả thu thập thông tin về công trình

Đối tượng khảo sát là công trình nhà tập thể tại Hà Nội, được xây dựng vào năm 1984. Qua thời gian sử dụng, hiện nay không còn lưu trữ các hồ sơ liên quan. Qua khảo sát sơ bộ, quy mô công trình gồm 05 tầng cao 15,5 m, mặt bằng kích thước 48,3x9,8 m. Kết cấu chịu lực của công trình bao gồm: móng bê BTCT toàn khối, tường chịu lực BTCT lắp ghép tấm lớn, tấm panel sàn, mái BTCT được liên kết với nhau bằng các mối nối hàn chèn vữa bê tông. Kết cấu bản thang là tấm BTCT tấm lớn kê lên dầm chiếu nghỉ và dầm chiếu tới. Dầm thang được gối hai đầu lên tấm tường chịu lực. Hệ thống lan can hành lang được cấu tạo từ các tấm BTCT liên kết vào các tấm tường ngang bằng mối nối hàn.

2.1.2. Kết quả khảo sát hiện trường

Đối với nhà lắp ghép tấm lớn, việc khảo sát được tiến hành lần lượt trên từng loại cấu kiện. Các cấu kiện điển hình trong nhà lắp ghép tấm lớn bao gồm: móng, tấm panel tường chịu lực ngang, dọc, tấm panel sàn, mái, dầm thang, tấm panel chiếu tới, chiếu nghỉ, các mối nối các tấm panel tường với panel tường, mối nối panel tường với panel sàn, mối nối tấm úp mái với panel tường, mối nối cầu thang với tường, tấm lan can, tay vịn lan can, tường không chịu lực ngăn chia căn hộ, nhà vệ sinh... Đối với các mối nối bị hư hỏng (hạn gỉ, đứt gãy, dịch chuyển, mất liên kết...), tình trạng kỹ thuật của các cấu kiện tại các mối nối đó được đánh giá ở mức 5 theo Bảng 3 Quy trình [3]. Trong giai đoạn khảo sát sơ bộ, việc kiểm tra kết cấu móng là rất khó thực hiện. Công tác kiểm tra chỉ thực hiện được đối với các cấu kiện có thể quan sát được, do có nhiều cấu kiện bị lấp kín do quá trình sử dụng (tấm sàn bị lấp kín bởi trần căn hộ, tấm tường bị lấp kín bởi các lớp trát, ốp sửa chữa...). Do vậy, mục đích của việc khảo sát sơ bộ là ghi nhận các khuyết tật, hư hỏng lớn nhất trên mỗi loại cấu kiện được thống kê ở trên.

Kết quả khảo sát hiện trường đối với nhà lắp ghép tấm lớn do nhóm tác giả đã

Bảng 1. Thống kê hư hỏng lớn nhất trên mỗi loại cấu kiện

TT	Loại cấu kiện	Khuyết tật lớn nhất	Vị trí	Giá trị hư hỏng, ε_{cki}	Hệ số tầm quan trọng, α_i
1	Tấm panel tường ngang chịu lực	Vết nứt xuyên qua tấm tường có chiều rộng 0,6 mm	Panel tường hành lang tầng 2 trục C-2,3	0,35	3
2	Tấm panel tường dọc chịu lực	Mối nối bị han gỉ, dịch chuyển	Panel tường tầng 5 trục A, B- 5,6	0,35	3
3	Sàn	Bong tách lớp bê tông bảo vệ làm lộ cốt thép bị ăn mòn	Ô sàn tầng 4 trục 7-8	0,25	2
4	Mái	Mối nối bị dịch chuyển	Panel mái và panel tường trục D, E – 3, 4	0,35	2
5	Cầu thang	Dầm thang bị bong tách lớp bê tông bảo vệ làm lộ toàn bộ đường kính cốt thép bị ăn mòn	Cầu thang tầng 3	0,35	2
6	Lan can	Lan can bị nứt vỡ bê tông, mất liên kết	Lan can tầng 2 trục C,D- 4,5	0,35	2

thực hiện với các khuyết tật trên mỗi loại cấu kiện và giá trị hư hỏng lớn nhất tương ứng (theo Bảng 3 của Quy trình [2]) được thống kê trong Bảng 1.

Các hư hỏng, khuyết tật khác cũng như các hình ảnh, kết quả đo vẽ hình thái hư hỏng phải được ghi chép, đưa vào báo cáo kết quả khảo sát.

2.1.3. Kết quả phân tích, đánh giá

Từ các kết quả khảo sát hiện trường và khuyết tật lớn nhất tại Bảng 1, sử dụng công thức (1) để xác định giá trị hư hỏng tổng thể của công trình:

$$\varepsilon_{tt} = \frac{\alpha_1 \varepsilon_{ck1} + \alpha_2 \varepsilon_{ck2} + \dots + \alpha_i \varepsilon_{cki}}{\alpha_1 + \alpha_2 + \dots + \alpha_i} \quad (1)$$

Đối với đối tượng công trình được khảo sát $\varepsilon_{tt}=0,34$. Đối chiếu với Bảng 2 của Quy trình [2], công trình có tình trạng kỹ thuật thuộc mức 2: chưa đáp ứng được các yêu cầu sử dụng, tồn tại khuyết tật, hư hỏng làm giảm khả năng chịu lực, ảnh hưởng đến khả năng khai thác, cần tiến hành khảo sát chi tiết.

2.2. Kết quả khảo sát, đánh giá chi tiết (Giai đoạn 2)

Đối tượng công trình được khảo sát có tình trạng kỹ thuật thuộc mức 2, tiến hành khảo sát, đánh giá chi tiết. Trước khi thực hiện công tác khảo sát, đánh giá chi tiết, nhóm khảo sát đã tiến hành lập đề cương chi tiết, xác định khối lượng khảo sát. Đối với nhà lắp ghép tấm lớn, cần phân chia các cấu kiện để khảo sát (xem mục 3.1). Nguyên tắc đánh giá tình trạng kỹ thuật (cấp nguy hiểm) được thực hiện theo hướng dẫn trong TCVN 9381: 2012 [3] với một số lưu ý như sau:

- Đối với các mối nối có khuyết tật gỉ sét, dịch chuyển, mất liên kết,... thì mỗi cấu kiện tấm panel tường, tấm panel sàn (mái), lan can, dầm cầu thang... liên kết bằng mối nối đó được tính là các cấu kiện nguy hiểm;

- Việc thí nghiệm, lấy mẫu xác định đặc trưng vật liệu, bố trí cốt thép được thực hiện trên tất cả loại cấu kiện: móng, tường ngang, tường dọc, sàn, mái, lan can, cầu thang...;

- Nếu kết quả đo độ nghiêng công trình cho thấy công trình có dấu hiệu nghiêng, lún do nền móng công trình, cần phải tiến hành quan trắc, theo dõi tình trạng nghiêng lún công trình sau khi khảo sát, đánh giá, nhằm có biện pháp xử lý kịp thời;

- Do có nhiều cấu kiện bị lắp kín không khảo sát được,

khi đánh giá tình trạng kỹ thuật (cấp nguy hiểm) theo TCVN 9381: 2012 [3], tổng số cấu kiện ở đây được tính là tổng số cấu kiện đã tiến hành khảo sát (không được tính là tổng số cấu kiện của toàn bộ công trình).

Kết quả khảo sát, đánh giá chi tiết công trình nhà ở lắp ghép tấm lớn do nhóm tác giả thực hiện được trình bày dưới đây:

2.2.1. Kết quả đo đạc, kiểm tra hiện trường

Các nội dung đo đạc, kiểm tra hiện trường bao gồm: đo đạc trực định vị, nhịp, bước, kích thước hình học của kết cấu chịu lực; đào lộ hồ móng, kiểm tra kết cấu móng; xác định, đo vẽ các khuyết tật, hư hỏng trên công trình; đo độ nghiêng của các bức tường.

Do các hồ sơ liên quan đến công trình không được lưu trữ nên tiến hành đo đạc trên toàn bộ kết cấu công trình nhằm xác định chính xác tất cả kích thước hình học của kết cấu. Kết quả đo đạc được thể hiện trên các bản vẽ mặt bằng, mặt đứng, mặt cắt và các chi tiết. Nhóm khảo sát đã tiến hành đào kiểm tra tại 06 vị trí trên công trình. Kết quả khảo sát cho thấy móng công trình là kết cấu móng bê tông cốt thép, chiều dày móng 50 cm, chiều sâu đáy móng -1,95 m. Không phát hiện thấy có khuyết tật, hư hỏng trên các vị trí móng được đào lộ.

Phần thân công trình là kết cấu lắp ghép tấm lớn, tại các mối nối, đường hàn liên kết cũng như cốt thép liên kết hàn bị han gỉ mạnh gây ảnh hưởng đến ổn định tổng thể của công trình, đặc biệt khi chịu tải trọng ngang bất thường. Kết cấu cầu thang hiện tại đang ở trạng thái rất nguy hiểm, đang phải chống đỡ tạm bằng hệ khung thép. Hầu hết các tấm lan can đã bị bong lớp bê tông bảo vệ làm lộ cốt thép chịu lực, liên kết giữa tấm lan can với tường ngang bị han gỉ nặng, tiềm ẩn nguy cơ mất an toàn cao. Toàn bộ tấm tường BTCT thu hồi mái bị nghiêng lệch quá giới hạn cho phép. Nhiều vị trí lớp bê tông bảo vệ đã bong làm lộ cốt thép chịu lực. Các tấm BTCT tạo dốc hầu hết bị xô dịch khỏi vị trí ban đầu do tấm tường BTCT thu hồi mái bị nghiêng. Liên kết giữa các tấm BTCT tạo dốc với tường thu hồi mái bị han gỉ. Các tấm bê tông xỉ chống nóng hầu hết đã bị mục nát, lớp vữa liên kết bị lão hóa nghiêm trọng, tiềm ẩn nguy cơ bị rơi xuống gây nguy hiểm. Kết quả đo độ nghiêng cho thấy nhiều bức tường dọc và tường ngang chịu lực có độ nghiêng trên 1 %, cá biệt có bức tường có độ nghiêng đo được lên tới 2,11 %.

Bảng 2. Kết quả đánh giá cấu kiện nguy hiểm

TT	Cấu kiện kiểm tra	Số lượng cấu kiện khảo sát	Số lượng cấu kiện nguy hiểm	Đặc trưng nguy hiểm
1	Nền móng	6	0	
2	Tường nhà			
	Tường dọc chịu lực	150	120	Độ nghiêng quá 1 %
	Tường ngang chịu lực	80	70	Độ nghiêng quá 1 %
	Tường bao che	20	15	Độ nghiêng quá 1 %
	Tường bao che (tấm lan can hành lang)	65	43	Lớp bê tông bảo vệ bị bong làm lộ cốt thép chịu lực; vết nứt; thay đổi kích thước hình học do co rớt tầng 1
	Tường thu hồi mái	32	32	Lớp bê tông bảo vệ bị bong làm lộ cốt thép chịu lực; vết nứt; độ nghiêng quá 1 %
3	Sàn nhà			
	Tấm sàn chịu lực	70	10	Vết nứt; lớp bê tông bảo vệ bị bong làm lộ cốt thép chịu lực
	Tấm BT mái tạo dốc	71	71	Chuyển dịch gối tựa; lớp bê tông bảo vệ; bong lộ cốt thép chịu lực
	Bản, sàn cầu thang	20	10	Chuyển dịch gối tựa; vết nứt; lớp bê tông bảo vệ bị bong làm lộ cốt thép chịu lực
4	Dầm (cầu thang)	14	14	Chuyển dịch gối tựa; vết nứt
5	Seno thoát nước mái	1	1	Vết nứt; lộ cốt thép chịu lực
6	Lớp chống nóng mái	1	1	Lớp vữa liên kết bị mủn mục; tấm bê tông chống nóng bị lão hóa

2.2.2. Kết quả xác định đặc trưng vật liệu

Nhóm khảo sát đã tiến hành thí nghiệm hiện trường, lấy mẫu thí nghiệm trong phòng, kết quả như sau: cường độ bê tông theo phương pháp siêu âm kết hợp súng bêt nẩy trên 60 cấu kiện dao động từ 18,7 N/mm² đến 42,1 N/mm²; cường độ bê tông 12 tổ mẫu khoan dao động từ 32,5 N/mm² đến 44,5 N/mm²; siêu âm xác định chiều dày lớp bê tông bảo vệ, vị trí và bố trí cốt thép trên các cấu kiện chịu lực; cường độ chịu nén 09 tổ mẫu gạch dao động từ 12,9 N/mm² đến 17,9 N/mm²; cường độ chịu nén của 09 tổ mẫu vữa dao động từ 9,6 N/mm² đến 11,1 N/mm².

2.2.3. Kết quả xác định tải trọng thực tế

Các tải trọng thực tế bao gồm: Tĩnh tải: gây ra do kết cấu BTCT được phần mềm tự động tính toán, gây ra bởi vật liệu hoàn thiện được xác định bằng các đục tẩy các lớp vật liệu hoàn thiện để đo đạc, gây ra bởi tường ngăn chia do cải tạo, gây ra bởi các phần co rớt, bể nước mái... Hoạt tải được xác định theo TCVN 2737: 1995 [4] theo công năng sử dụng thực tế tại các khu vực (bao gồm các khu vực được co rớt). Tải trọng gió được xác định thuộc vùng II, dạng địa hình B, áp lực gió tiêu chuẩn $W_0 = 0,95 \text{ kN/m}^2$. Tải trọng động đất không được xét tới trong quá trình tính toán.

2.2.4. Kết quả tính toán kiểm tra khả năng chịu lực

Sử dụng phần mềm chuyên dụng trên máy tính để tính toán khả năng chịu lực của các cấu kiện. Quá trình tính toán, nhóm thực hiện sử dụng các số liệu đã xác định qua các bước trên đây: thông số kích thước hình học, đặc trưng vật liệu, tải trọng thực tế. Kết quả tính toán cho thấy: các cấu kiện móng, tường, sàn đảm bảo khả năng chịu lực theo điều kiện thực tế. Các mối nối thực tế rất khó tính toán, kiểm tra khả năng chịu lực. Tuy nhiên, theo dấu hiệu bên ngoài, các

mối nối hầu như bị hư hỏng, dẫn tới các tấm sàn, tường liên kết tại đây được xem là cấu kiện nguy hiểm.

2.2.5. Kết quả tính đánh giá tình trạng kỹ thuật của công trình

Nhóm thực hiện đã tiến hành đánh giá tình trạng kỹ thuật của công trình dựa trên hướng dẫn TCVN 9381: 2012 [3], được thực hiện theo nguyên tắc đánh giá chất lượng công trình bắt đầu từ các chi tiết (cấu kiện) đến bộ phận công trình (Kết cấu nền móng, kết cấu chịu lực, kết cấu bao che) và cuối cùng là đánh giá chất lượng toàn công trình. Sử dụng các kết quả khảo sát, đo đạc, thí nghiệm, tính toán để xác định các cấu kiện nguy hiểm trong số các cấu kiện được khảo sát. Đặc trưng để xác định các cấu kiện được xem là nguy hiểm trình bày chi tiết trong TCVN 9381: 2012 [3]. Kết quả đánh giá cấu kiện nguy hiểm được trình bày trong Bảng 2.

Dựa trên thống kê các cấu kiện nguy hiểm trong Bảng 2, sử dụng các công thức tính toán trong TCVN 9381: 2012 [3], xác định được tình trạng kỹ thuật (mức độ nguy hiểm) của công trình, cụ thể như sau:

Tỷ số phần trăm cấu kiện nguy hiểm trong: nền móng là 0 %; kết cấu chịu lực là 76,7 %; kết cấu bao che là 68,9 %.

Cấp a: $\mu_{af} = 1$; $\mu_{as} = 0$; $\mu_{aes} = 0$

Cấp b: $\mu_{bf} = 1$; $\mu_{bs} = 0$; $\mu_{bes} = 0$

Cấp c: $\mu_{cf} = 0$; $\mu_{cs} = 0,33$; $\mu_{ces} = 0,44$

Cấp d: $\mu_{df} = 0$; $\mu_{ds} = 0,67$; $\mu_{des} = 0,55$

Hàm phụ thuộc của nhà theo các cấp A, B, C, D xác định bằng các công thức:

$\mu_A = \max[\min(0,3; 1); \min(0,6; 0); \min(0,1; 0)] = \max(0,3; 0; 0) = 0,3$

(xem tiếp trang 107)

Nghiên cứu quy trình bảo trì cột tháp viễn thông

Research in the telecommunications maintenance process

Vũ Quốc Anh, Nguyễn Hải Quang

Tóm tắt

Báo cáo trình bày các cơ sở pháp luật và quy phạm kỹ thuật liên quan đến công tác bảo trì công trình xây dựng ở Việt Nam và quy phạm kỹ thuật bảo trì tháp viễn thông ở trên thế giới để từ đó xây dựng quy trình bảo trì tháp viễn thông cho phù hợp với điều kiện ở Việt Nam.

Từ khóa: Bảo trì, tháp viễn thông

Abstract

The report presents the legal basis and the technical rules relating to the maintenance of construction works in Vietnam and normative technical maintenance of telecommunications towers in the world. From that, the construction process protection maintenance of telecommunication towers to suit the conditions in Vietnam is established.

Keywords: Maintenance, telecommunications tower

PGS.TS. Vũ Quốc Anh

Khoa Xây dựng

Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Email: vquocanh@gmail.com

TS. Nguyễn Hải Quang

Khoa Xây dựng

Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Email: quangnh@epu.edu.vn

1. Một số vấn đề về bảo trì các công trình dạng tháp

Ở Việt Nam các công trình xây dựng nói chung và các công trình viễn thông nói riêng ngày càng phát triển, các trụ tháp được xây dựng cao ngày càng cao và được xây dựng ngày càng nhiều.

Để công trình xây dựng sử dụng được theo như yêu cầu của thiết kế thì phải có chế độ bảo trì thích hợp. Trên thế giới đã có những nghiên cứu về vấn đề bảo trì tháp viễn thông từ đó đưa ra những khuyến cáo về quy trình bảo trì và nội dung các công việc cần thực hiện [8, 9, 10].

Ở Việt Nam, những năm gần đây vấn đề bảo trì các công trình xây dựng nói chung đã được nhà nước quan tâm đưa vào luật, nghị định và thông tư [1, 2, 3, 4, 5] với mong muốn các công trình đã được xây dựng thì phải có chế độ bảo trì thích hợp để có thể sử dụng lâu dài theo quy định của thiết kế.

Đặc điểm của các tháp viễn thông và các thiết bị của nó thường tiếp xúc trực tiếp với môi trường, nó có những đặc điểm khác biệt so với các công trình xây dựng khác. Đó là, các công trình này thường bị tác động nhiều bởi môi trường, sự ăn mòn theo thời gian, chính vì lẽ đó mà vấn đề bảo trì các công trình tháp viễn thông càng phải được quan tâm nhiều hơn.

Hiện nay, ở nước ta chưa có các văn bản pháp lý và tiêu chuẩn về bảo trì riêng cho tháp viễn thông, kiến thức chuyên sâu về vấn đề này cũng chưa được tổng hợp, nghiên cứu và phổ biến rộng rãi. Việc vận hành kỹ thuật và bảo trì tháp viễn thông còn nhiều bất cập. Do đó, nghiên cứu đề xuất quy trình bảo trì cơ bản và mô hình tổ chức thực hiện bảo trì tháp viễn thông là phù hợp với điều kiện Việt Nam là cần thiết và có ý nghĩa thực tiễn.

2. Bảo trì cột tháp viễn thông

2.1. Các quy định của pháp luật về công tác bảo trì [2]

Bảo trì công trình xây dựng là tập hợp các công việc nhằm bảo đảm và duy trì sự làm việc bình thường, an toàn của công trình theo quy định của thiết kế trong quá trình khai thác sử dụng. Nội dung bảo trì công trình xây dựng có thể bao gồm một, một số hoặc toàn bộ các công việc sau: Kiểm tra, quan trắc, kiểm định chất lượng, bảo dưỡng và sửa chữa công trình nhưng không bao gồm các hoạt động làm thay đổi công năng, quy mô công trình.

Nội dung chính của quy trình bảo trì công trình bao gồm: Các thông số kỹ thuật, công nghệ của công trình, bộ phận công trình và thiết bị công trình; Quy định đối tượng, phương pháp và tần suất kiểm tra công trình; Quy định nội dung và chỉ dẫn thực hiện bảo dưỡng công trình phù hợp với từng bộ phận công trình, loại công trình và thiết bị lắp đặt vào công trình; Quy định thời điểm và chỉ dẫn thay thế định kỳ các thiết bị lắp đặt vào công trình; Chỉ dẫn phương pháp sửa chữa các hư hỏng của công trình, xử lý các trường hợp công trình bị xuống cấp; Quy định thời gian sử dụng của công trình; Quy định về nội dung, thời gian đánh giá định kỳ đối với công trình phải đánh giá an toàn trong quá trình khai thác sử dụng theo quy định của pháp luật có liên quan; Xác định thời điểm, đối tượng và nội dung cần kiểm định định kỳ; Quy định thời điểm, phương pháp, chu kỳ quan trắc đối với công trình có yêu cầu thực hiện quan trắc; Các chỉ dẫn khác liên quan đến bảo trì công trình xây dựng và quy định các điều kiện nhằm bảo đảm an toàn lao động, vệ sinh môi trường trong quá trình thực hiện bảo trì công trình xây dựng.

Nhà thầu thiết kế xây dựng công trình lập và bàn giao cho chủ đầu tư quy trình bảo trì công trình xây dựng, bộ phận công trình cùng với hồ sơ thiết kế triển khai sau thiết kế cơ sở; cập nhật quy trình bảo trì cho phù hợp với các nội dung thay đổi thiết kế trong quá trình thi công xây dựng (nếu có) trước khi nghiệm thu hạng mục công trình, công trình xây dựng đưa vào sử dụng. Nhà thầu cung cấp thiết bị lắp đặt vào công trình lập và bàn giao cho chủ đầu tư quy trình bảo trì đối với thiết bị do mình cung cấp trước khi lắp đặt vào công trình.



Hình 1. Sơ đồ thực hiện công tác bảo trì

Trường hợp nhà thầu thiết kế xây dựng công trình, nhà thầu cung ứng thiết bị không lập được quy trình bảo trì, chủ đầu tư có thể thuê đơn vị tư vấn khác có đủ điều kiện năng lực để lập quy trình, bảo trì cho các đối tượng nêu tại Điểm a, Điểm b Khoản này và có trách nhiệm chi trả chi phí tư vấn.

Chủ đầu tư tổ chức lập và phê duyệt quy trình bảo trì theo quy định tại Điểm b Khoản 1 Điều 126 Luật Xây dựng. Chủ đầu tư, chủ sở hữu hoặc người quản lý, sử dụng công trình có thể thuê đơn vị tư vấn có đủ điều kiện năng lực để thẩm tra một phần hoặc toàn bộ quy trình bảo trì công trình xây dựng do nhà thầu thiết kế lập làm cơ sở cho việc phê duyệt.

Đối với các công trình xây dựng đã đưa vào khai thác, sử dụng nhưng chưa có quy trình bảo trì thì chủ sở hữu hoặc người quản lý, sử dụng công trình tổ chức lập và phê duyệt quy trình bảo trì công trình xây dựng, có thể tổ chức kiểm định chất lượng công trình xây dựng làm cơ sở để lập quy trình bảo trì công trình xây dựng nếu cần thiết. Trong quy trình bảo trì phải xác định rõ thời gian sử dụng còn lại của công trình.

2.2. Quy phạm kỹ thuật về công tác bảo trì

2.2.1. Quy định về công tác kiểm tra

Việc kiểm tra công trình được thực hiện theo các hình thức: Kiểm tra ban đầu; kiểm tra định kỳ; Kiểm tra bất thường; Kiểm tra chi tiết. Việc kiểm tra định kỳ, kiểm tra bất thường hoặc kiểm tra chi tiết có được Người sử dụng tự thực hiện hoặc thuê đơn vị có năng lực phù hợp để thực hiện.

Kiểm tra ban đầu được thực hiện sau 3 tháng kể từ thời điểm nghiệm thu công trình đưa vào sử dụng. Đối với công trình sửa chữa và gia cường thì kiểm tra ban đầu được thực hiện ngay sau khi sửa chữa và gia cường xong. Kiểm tra ban đầu được tiến hành trên toàn bộ kết cấu công trình của công trình. Phương pháp kiểm tra chủ yếu là bằng trực quan, kết hợp với xem xét các bản vẽ thiết kế, bản vẽ hoàn công và hồ

sơ thi công (nhật ký công trình, các biên bản kiểm tra đã có).

Kiểm tra định kỳ được tiến hành đối với mọi kết cấu thuộc công trình. Kiểm tra định kỳ nhằm phát hiện kịp thời những dấu hiệu hư hỏng của kết cấu trong quá trình sử dụng mà việc kiểm tra ban đầu, bất thường không nhận biết được. Từ đó có biện pháp xử lý sớm nhằm duy trì tuổi thọ công trình. Chủ công trình có thể tự kiểm tra hoặc thuê các đơn vị có chuyên môn phù hợp để thực hiện việc kiểm tra định kỳ. Đầu tiên công trình được khảo sát trực quan bằng nhìn và gõ nghe. Khi nghi ngờ có hư hỏng hoặc suy giảm chất lượng thì có thể sử dụng phương pháp kiểm tra không phá hủy mẫu để kiểm tra.

Kiểm tra bất thường được tiến hành khi công trình có dấu hiệu hư hỏng do tác động đột ngột của các yếu tố như bão, lũ lụt, động đất, trượt lở đất, va chạm với tàu xe, cháy, nổ, ... Yêu cầu của kiểm tra bất thường là nắm bắt được hiện trạng, đưa ra kết luận về yêu cầu xử lý, thực hiện sửa chữa, khắc phục.

Kiểm tra chi tiết được thực hiện sau khi qua các kiểm tra ban đầu, kiểm tra định kỳ, kiểm tra bất thường thấy là có yêu cầu cần phải kiểm tra kỹ kết cấu để đánh giá mức độ xuống cấp và đề ra giải pháp sửa chữa. Kiểm tra chi tiết cũng được thực hiện đối với các chi tiết không quan sát được (thép ống thân cột anten) khi sau 3 lần kiểm tra định kỳ mà không phát hiện dấu hiệu xuống cấp.

Kiểm tra phần thân tháp bao gồm: Kiểm tra cấu trúc thép của thân cột (thanh thép chủ, thanh giằng, vách xiên, thang cáp, thang leo, sàn công tác, sàn nghỉ); Đo đặc kích thước, đánh giá tình trạng hoen rỉ, kiểm tra mối hàn liên kết hoặc hệ bu lông liên kết trong cấu trúc cột; Dây co có bị trùng, có bố trí nhằm tăng, nhằm vị trí không; Cột nghiêng, không thẳng, vặn xoắn không; Bu lông tăng tháp trụ không được siết chặt; Các móng neo không tạo thành các góc cân đối; Tầng đỡ tầng hết, không còn khoảng hở để sử dụng cho các lần tăng sau; Hệ thống khóa cáp lỏng; Các phụ kiện: tăng đỡ, ma níp, bu lông nổi đốt ... chưa được bôi mỡ chống rỉ; Hệ thống cầu cáp, thang cáp, thang leo han rỉ, yếu, võng, sập; Kiểm tra độ chặt các bulông: phần trên cùng, phần giữa và phần cuối của tháp được kiểm tra. Các bulông phải xiết đủ độ chặt theo yêu cầu để bulông chỉ chịu lực kéo, không bị cắt, mặt làm việc là mặt ma sát của mối ghép liên kết; Kiểm tra 10% số bu lông, nếu không đạt thì sẽ tiến hành xiết và kiểm tra lại toàn bộ 100% số bu lông trên cột; Kiểm tra khe hở lắp ráp giữa các bản mã sau khi xiết bulông (tiêu chuẩn kỹ thuật khe hở $\leq 0,3\text{mm}$); Kiểm tra độ nghiêng và lún của cột.

Kiểm tra độ thẳng đứng của thân cột phải thực hiện trên hai phương vuông góc với lệch tiêu chuẩn cho phép. Thiết bị sử dụng là máy kinh vĩ hoặc máy toàn đạc điện tử.

Mọi diễn biến của công tác kiểm tra đều được ghi chép đầy đủ dưới dạng biên bản, sổ nhật ký, bản vẽ, ảnh chụp để lưu giữ lâu dài tại đơn vị quản lý sử dụng công trình.

Trên hình 1 thể hiện trình tự các bước bảo trì tháp viên thông. Qua quá trình kiểm tra ban đầu hoặc định kỳ hoặc bất thường nếu phát hiện có yếu tố không đảm bảo theo yêu cầu

của thiết kế thì tiến hành kiểm tra chi tiết. Sau khi kiểm tra chi tiết sẽ đưa ra kết luận có cần kiểm định không hay chỉ cần sửa chữa là được. Sau khi kiểm định (nếu cần) sẽ đưa ra kết luận là có sửa chữa hay kết thúc sử dụng công trình đó.

Đối với quá trình kiểm tra định kỳ, nếu không có thấy yếu tố không đảm bảo theo yêu cầu của thiết kế thì tiến hành bảo dưỡng định kỳ rồi lưu trữ hồ sơ để phục vụ kiểm tra.

Đối với quá trình kiểm tra bất thường hoặc kiểm tra ban đầu nếu không thấy yếu tố không đảm bảo theo yêu cầu của thiết kế thì tiến hành lưu trữ hồ sơ để phục vụ kiểm tra.

2.2.2. Quy định về công tác bảo dưỡng cột tháp

Trong quá trình vận hành khai thác, do sự tác động của điều kiện tự nhiên như ô nhiễm, nắng, gió, mưa, ... các chi tiết kết cấu cột anten, nhà trạm, cầu cáp, tiếp đất, ... sẽ bị ăn mòn, lão hóa, bong rộp, ... theo thời gian, kể cả trong các trường hợp đã có các biện pháp phòng tránh cho kết cấu. Do đó, cần phải có kế hoạch bảo dưỡng định kỳ để duy trì công trình ở trạng thái khai thác, sử dụng bình thường và hạn chế phát sinh các hư hỏng công trình. Bảo dưỡng được kết hợp sau khi kiểm tra định kỳ để tiết giảm chi phí, thời gian.

Thời gian bảo dưỡng ở vùng ven biển không quá 24 tháng/lần. Các vùng còn lại không quá 30 tháng/lần.

Nội dung bảo dưỡng cột tháp bao gồm: Lập phương án; Chuẩn bị dụng cụ, vật tư, vật liệu; Dọn dẹp, phát quang cỏ, rác, dây leo bám xung quanh cột tháp; Xiết lại bu lông và bôi dầu mỡ cho bu lông nổi đốt; Xiết lại bu lông, nếu các khe hở >0,3mm;

Kiểm tra, xiết lại bu lông toàn bộ thân cột theo nguyên tắc từ dưới lên trên, với các bu lông rỉ nặng cần thay thế ngay trước khi làm công việc tiếp theo; việc thay thế cần tiến hành lần lượt từng chiếc.

Nếu phát hiện các chi tiết kim loại han rỉ nặng (thanh giằng, bản mã, thanh ống,...) phải báo cáo người quản lý sử dụng để sớm lập phương án thay thế.

Căn chỉnh độ thẳng đứng của cột (trong trường hợp cột nghiêng không lớn và sai lệch ít). Bôi mỡ toàn bộ tăng đỡ,

má nỉ, ốc xiết cáp. Tẩy bỏ, trát lại với các vị trí bong, rộp của móng cột, móng neo theo yêu cầu kỹ thuật. Lập hồ sơ kỹ thuật sau bảo dưỡng.

Đề xuất, kiến nghị sau bảo dưỡng.

Lập biên bản nghiệm thu tại chỗ có xác nhận của đơn vị sử dụng.

3. Kết luận

Bảo trì công trình xây dựng là một tập hợp các công việc nhằm bảo đảm và duy trì sự làm việc bình thường, an toàn, đúng thiết kế của các bộ phận, hệ thống và toàn bộ công trình trong suốt quá trình khai thác sử dụng phục vụ con người. Chất lượng bảo trì ảnh hưởng rất lớn đến công năng sử dụng, tuổi thọ và giá trị tài sản của công trình xây dựng.

Quy trình bảo tháp viễn thông ở Việt Nam phải được lập bởi nhà thiết kế ở giai đoạn thiết kế công trình, nội dung phải làm rõ được các vấn đề cơ bản ở tất cả các giai đoạn thực hiện dự án, bao gồm: thiết kế đảm bảo khả năng bảo trì; phương tiện thiết bị bảo trì; bộ phận, chi tiết phục vụ bảo trì; chế độ kiểm tra, kiểm định; kế hoạch bảo trì, nhà thầu và hợp đồng bảo trì, kinh phí bảo trì, phương thức tổ chức và thực hiện bảo trì. Nội dung thực hiện bảo trì tháp viễn thông ở Việt Nam thể hiện ở các công tác cơ bản: kiểm tra; vệ sinh, bảo dưỡng; sửa chữa và thay thế.

Qua mô hình quản lý thực hiện bảo trì đề xuất áp dụng ở Việt Nam, Công ty có năng lực phù hợp với việc bảo trì có thay mặt chủ sở hữu chịu trách nhiệm bảo trì hệ kết cấu công trình. Chức năng quản lý bảo trì do Phòng vận hành khai thác phụ trách. Tổ quản lý bảo trì chủ động phối hợp với các bộ phận khác trực tiếp theo dõi giám sát quá trình thực hiện bảo trì. Nội dung bảo trì được thực hiện bởi các công ty chuyên nghiệp trong nước thông qua hợp đồng kinh tế với đơn vị quản lý sử dụng.

Kiến nghị với người quyết định đầu tư cần cấp kinh phí bảo trì ngay trong quyết định đầu tư và được bàn giao cho Chủ sở hữu công trình ngay khi công trình được đưa vào sử dụng.

Tài liệu tham khảo

1. Quốc hội (2014) Luật xây dựng số: 50/2014/QH13
2. Chính phủ (2015) Nghị định về quản lý chất lượng và bảo trì công trình xây dựng số: 46/2015/NĐ-CP.
3. Bộ Xây dựng (2016) Thông tư quy định một số nội dung về quản lý chất lượng và bảo trì công trình dân dụng số: 26/2016/TT-BXD.
4. Bộ Xây dựng (2017) Thông tư hướng xác định chi phí bảo trì công trình xây dựng số: 03/2017/TT-BXD
5. Bộ Xây dựng (2017) Quyết định số 55/QĐ-BXD về việc phê duyệt Quy trình kiểm định và Quy trình bảo trì công trình tháp thu phát sóng viễn thông, truyền thanh, truyền hình. Ngày 25/1/2017
6. Bộ Thông tin và Truyền thông (2014) Thông tư ban hành định mức kinh tế - kỹ thuật bảo trì thiết bị tần số vô tuyến điện, Số: 29/2014/TT - BTTH
7. Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về việc tiếp đất cho các trạm viễn thông QCVN 9: 2010/BTTTT
8. "GUYED TOWER INSPECTION and MAINTENANCE". Electronics Research, Inc.
9. "SELF SUPPORTING TOWER INSPECTION and MAINTENANCE". Electronics Research, Inc.
10. "ANNEX E: TOWER MAINTENANCE AND INSPECTION PROCEDURES"
11. "Structural Standard for Antenna Supporting Structures and Antennas - Addendum2" TIA STANDARD TIA -222-G-2
12. "Structural Standards for Steel Antenna Towers and Antenna Supporting Structures" TIA/EIA STANDARD, TIA/EIA - 222 - F
13. "Tower test procedures the Torque Test and Paint Test". HTC/NORTEL CDMA 2000 - 1X PROJECT.

Đề xuất giải pháp kiểm định và quan trắc kết cấu bê tông cốt thép sử dụng phương pháp sóng âm thanh

Propose procedure inspections of reinforced structures using the acoustic emission method

Lương Minh Chính

Tóm tắt

Bài báo đề xuất giải pháp áp dụng phương pháp không phá hoại dựa trên sóng âm thanh (acoustic emission) để đánh giá trạng thái kết cấu công trình cầu nhằm kéo dài thời gian khai thác công trình cầu, tiết kiệm kinh phí đồng thời cho phép vận hành công trình một cách hiệu quả, không ảnh hưởng đến giao thông chung của cả tuyến. Trong bài tác giả giới thiệu giải pháp kiểm định và quan trắc công trình cầu bê tông cốt thép bằng phương pháp IADP (Identification of Active Damage Processes - Xác định các quá trình phá hoại chủ động) dựa trên phân tích các tín hiệu sóng âm thanh (Acoustic Emission - AE) được tạo bởi chính quá trình phá hoại dưới tác động của tải trọng khai thác. Ngoài ra tác giả cũng đề xuất các bước triển khai kiểm định và quan trắc đối với cầu bê tông cốt thép (cầu yếu) phục vụ công tác quản lý và khai thác hiệu quả cơ sở hạ tầng giao thông ở Việt Nam.

Từ khóa: kiểm định công trình, quan trắc, cầu bê tông cốt thép, sóng âm thanh, xác định hư hỏng, nứt

Abstract

The paper presents the method for diagnosis and monitoring of concrete structures IADP (Identification of Active Damage Processes) based on the analysis of acoustic emission signals (AE) generated during the service load. The procedure for the diagnosis and monitoring of reinforced concrete structures is proposed, which can be the part of standard diagnosis procedure on the construction diagnosis in Vietnam.

Keywords: diagnosis and monitoring, concrete bridge, damage process, acoustic emission

TS. Lương Minh Chính
Khoa Công trình
Trường Đại học Thủy Lợi
Email: chinhlm@tlu.edu.vn

1. Mở đầu

Trong lĩnh vực xây dựng cũng như cơ sở hạ tầng giao thông, đặc biệt đối với các công trình cầu thì kết cấu bê tông cốt thép là loại kết cấu phổ biến, được áp dụng rộng rãi từ hàng chục năm nay. Cũng chính vì thế mà nhiều công trình đã có tuổi và xuống cấp. Để đảm bảo an toàn khai thác các công trình nêu trên, hàng loạt các công tác kiểm định, sửa chữa và gia cố cần được triển khai thực hiện.

Dưới tác động liên tục thay đổi của các điều kiện khai thác, điều kiện khí hậu thời tiết trong suốt quá trình khai thác của công trình, các công trình cầu bê tông cốt thép ngày càng xuống cấp, vậy việc triển khai các công tác kiểm định và quan trắc theo chu kỳ đối với các công trình cầu yếu trong quá trình khai thác là hết sức cần thiết. Một trong những hợp phần quan trọng của quan trắc theo chu kỳ là công tác kiểm tra định kỳ thực hiện bởi các kỹ sư có kinh nghiệm [1]. Các công tác kiểm tra cần được hỗ trợ bằng các phương pháp kiểm định không phá hủy, cho phép đánh giá được trạng thái làm việc của kết cấu công trình, đặc biệt đối với những vị trí khó tiếp cận bằng mắt thường.

Việc xác định sớm và chính xác các hư hỏng xảy ra bên trong kết cấu trong quá trình khai thác cho phép đưa ra các quyết định hợp lý trong khai thác, sửa chữa và bảo trì công trình, cho phép khai thác công trình liên tục không bị gián đoạn. Đối với các công trình cầu thì việc này càng quan trọng hơn vì sự phát triển của hệ thống cơ sở hạ tầng giao thông phụ thuộc nhiều vào chúng. Việc phải đóng cầu vì sự suy giảm của trạng thái công trình dẫn đến nhiều thiệt hại về kinh tế. Vì thế việc phát triển và áp dụng các giải pháp kiểm định, quan trắc và bảo trì các công trình cầu yếu là hết sức cần thiết. Hệ thống quan trắc loại này cần phải tập trung vào hai yếu tố [2]:

- Các sự thay đổi của tải trọng trong quá trình khai thác
- Sự tích lũy của các hư hỏng bên trong kết cấu.

Việc quan trắc và kiểm định hợp lý các công trình cầu sẽ hỗ trợ các cơ quan chức năng quản lý và khai thác công trình hợp lý hơn, kéo dài tuổi thọ của công trình, tối ưu hóa các công tác duy tu bảo dưỡng và sửa chữa, sử dụng nguồn vốn bảo trì một cách hợp lý.

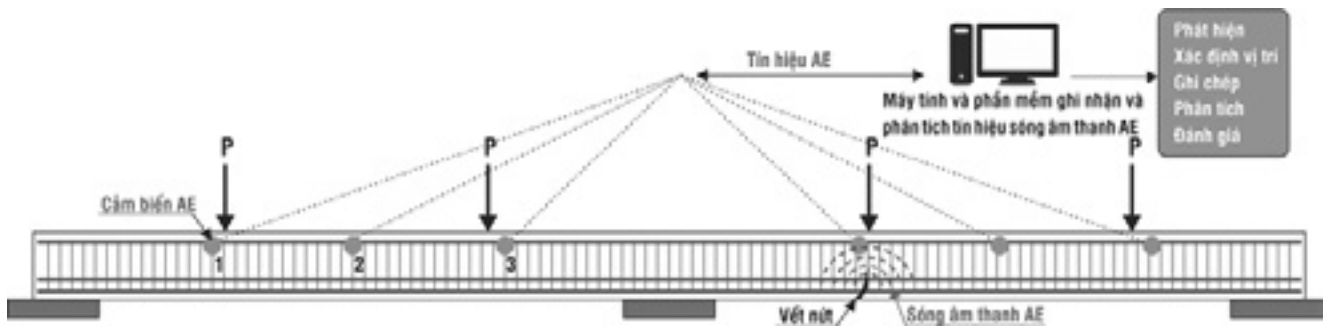
Theo số liệu quản lý và thống kê của Tổng cục Đường bộ đến thời điểm năm 2014 trên các tuyến quốc lộ trong cả nước vẫn tồn tại 343 vị trí cầu yếu trong tổng số 4239 vị trí cầu. Hầu hết các cầu được xây dựng trước năm 1975, kết cấu phần trên và phần dưới đều bị xuống cấp, rung lắc mạnh và độ võng lớn; một số cầu không đáp ứng nhu cầu thoát lũ, khổ cầu hẹp. Một số cầu được đầu tư sau năm 1975 tuy nhiên có tải trọng thiết kế thấp và bắt đầu có dấu hiệu xuống cấp hoặc không đảm bảo thoát lũ do diễn biến bất thường của khí hậu. Các vị trí cầu này đều có tải trọng khai thác không đồng bộ với tuyến [3].

Từ những yếu tố trên việc phát triển các phương pháp kiểm định và quan trắc mới với kết cấu bê tông cốt thép có nhiều ý nghĩa thiết thực để nâng cao chất lượng quản lý và khai thác cơ sở hạ tầng giao thông, khi mà:

- Tải trọng khai thác hiện nay ở các cầu phần lớn đều vượt quá tải trọng thiết kế
- Nhiều công trình cầu đã có tuổi thọ cao, có nhiều hư hỏng đã xuất hiện và tích lũy

Các quy trình kiểm tra kiểm định hiện nay có tính chủ quan, các phương pháp kiểm định chỉ mang tính chất cục bộ chứ không bao quát tổng thể công trình.

Điều cần thiết là thiết lập một phương pháp kiểm định, quan trắc mang tính khách quan, dựa trên phân tích các hiện tượng hư hỏng xảy ra trong kết cấu, bao quát toàn bộ công trình. Giải pháp này phải là phương pháp không phá hủy, không có ảnh hưởng đến kết cấu và khai thác của công trình và cho phép:



Hình 1. Cách tạo tín hiệu sóng âm thanh bởi các hư hỏng và cách thu tín hiệu

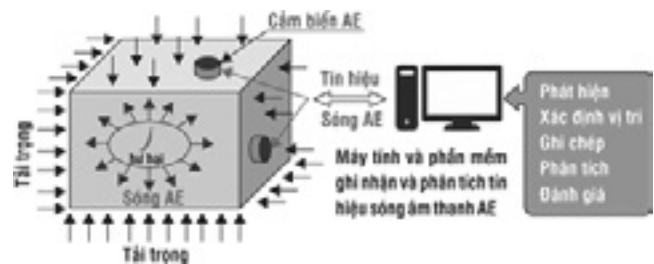
- Phát hiện và xác định chính xác các vị trí phát triển hư hỏng
- Quan trắc quá trình phát triển hư hỏng theo thời gian
- Phản ánh được quá trình hư hỏng dưới sự ảnh hưởng của các yếu tố tác động khác nhau
- Quan trắc trong điều kiện hiện trường phức tạp, không ảnh hưởng đến khai thác.
- Đánh giá ảnh hưởng của các tổ hợp tải trọng khai thác và các yếu tố môi trường lên các hư hỏng
- Loại bỏ hay hạn chế tối đa các yếu tố chủ quan trong quá trình đánh giá trạng thái kết cấu công trình cũng như đưa ra các quyết định.
- Cung cấp cơ sở dữ liệu để có thể dự báo tuổi thọ của cả hoặc một phần công trình cầu.

Những yêu cầu trên có thể đạt được nhờ ứng dụng phương pháp quan trắc bằng sóng âm thanh (AE), bằng cách phân tích và so sánh các tín hiệu sóng âm thanh thu thập được trong quá trình nghiên cứu và kiểm định công trình với cơ sở dữ liệu mẫu được xây dựng trong suốt quá trình phát triển của phương pháp này, cho phép phát hiện và xác định chính xác vị trí cũng như phân loại yếu tố dẫn đến các hư hỏng trong kết cấu. Phương pháp này có thể áp dụng cho cả kết cấu bê tông cốt thép (IADP – Identification Active Destructive Process [4] và cả kết cấu dự ứng lực (RPD – [5]), thậm chí cả kết cấu thép [6], cho phép quan trắc cục bộ cũng như tổng thể kết cấu hay công trình nhằm phát hiện sự phát triển của các hư hỏng bên trong kết cấu dưới tác động của các tổ hợp tải trọng khai thác thực tế.

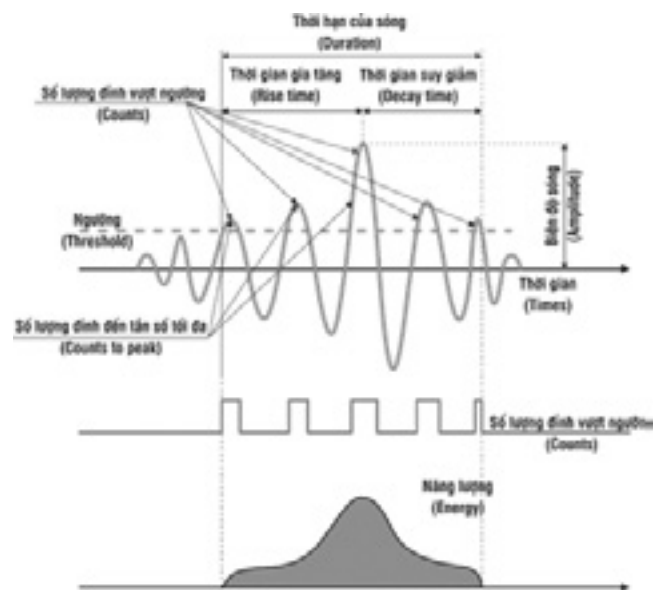
2. Phương pháp IADP và sóng âm thanh AE trong kiểm định và quan trắc

Sóng âm thanh (Acoustic Emission – AE) là một loại sóng đàn hồi mất dần, được hình thành bởi hiện tượng giải phóng đột ngột năng lượng dồn ứ trong vật liệu do sự quy tụ và phát triển các hư hỏng siêu nhỏ trong vật liệu. Còn việc mất dần của sóng do hiện tượng hấp thụ - chuyển đổi từ công năng sang nhiệt năng của vật liệu. Vì thế việc xuất hiện các tín hiệu sóng âm thanh AE là dấu hiệu xuống cấp của vật liệu so với lúc trước khi xuất hiện các tín hiệu đó. Hiện tượng sóng âm thanh AE thể hiện sự hư hỏng của vật liệu đồng thời thể hiện sự xuống cấp của kết cấu làm từ vật liệu đó (hình 2).

Việc giải thoát năng lượng đột ngột bằng tín hiệu sóng âm thanh (AE) sẽ được thu nhận bởi các cảm biến âm thanh lắp trên kết cấu (hình 1), sau đó được phân tích bằng phần mềm chuyên dụng. Thông thường đó là các cảm biến áp điện (piezoelectric) hoạt động trong biên độ 0.1 – 2.0 MHz. Trong phương pháp này sóng âm thanh sẽ được phân tích trên cơ sở 12 tính chất: số lượng đỉnh sóng, số lượng đỉnh sóng đạt tần số cao nhất, thời gian của tín hiệu, thời gian



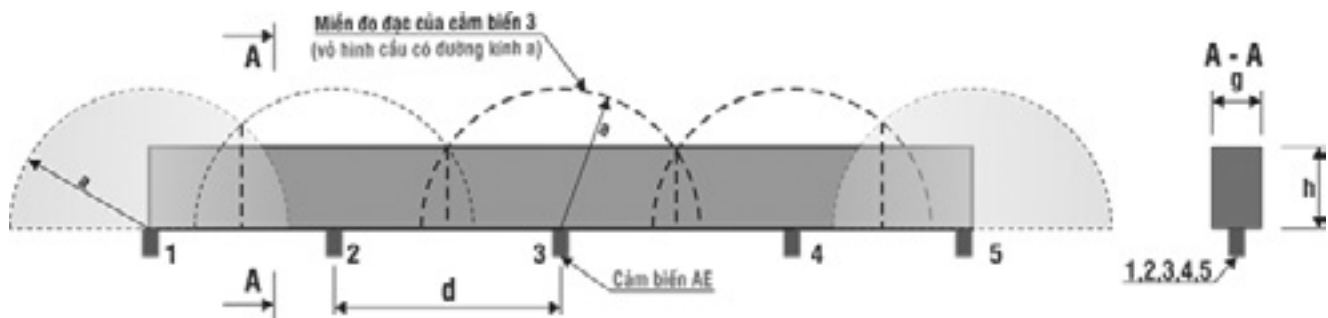
Hình 2. Sóng âm thanh hình thành do hư hỏng trong kết cấu



Hình 3. Biểu đồ sóng âm thanh AE



Hình 4. Miền đo đặc của cảm biến âm thanh AE



Hình 5. Các vùng quan trắc bao phủ trên toàn chiều dài của dầm

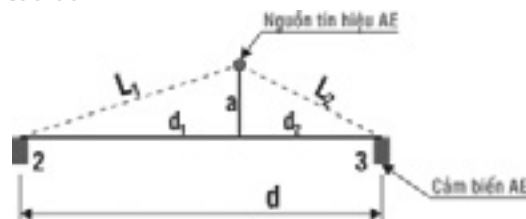
tăng âm của tín hiệu sóng, tần số của sóng (amplitude) – thể hiện bằng mV hoặc dB, năng lượng của sóng, công suất của sóng, điện áp trung bình có hiệu của sóng, năng lượng tuyệt đối của sóng, tần số trung bình của sóng, tần số tiếng vang và tần số ban đầu (hình 3) [7].

Cơ sở của phương pháp IADP là phân tích các tín hiệu sóng âm thanh được tạo ra bởi các hư hỏng (nứt) trong kết cấu dưới tác động của tải trọng khai thác (trong thời gian thực). Các tín hiệu sóng âm thanh thu thập từ kết cấu sẽ được so sánh với cơ sở dữ liệu mẫu tạo ra từ trước đối với từng loại hư hỏng. Bằng cách này các hư hỏng sẽ được phát hiện và sau đó sẽ được xác định chính xác vị trí từ việc phân tích độ chênh lệch về thời gian đến các cảm biến AE của tín hiệu sóng âm thanh. Phát hiện và xác định các hư hại trong kết cấu cho phép đánh giá trạng làm việc của kết cấu công trình, do vậy đây là phương pháp cũng đã được các chương trình nghiên cứu của châu Âu COST 521, COST 534 (COST – European Cooperation In Science & Technology) công nhận là một phương pháp hiệu quả không phá hủy trong việc quan trắc và kiểm định công trình. Ưu điểm của phương pháp (IADP) này là cho phép ta lắp đặt các cảm biến sao cho các vùng đo đạc bao phủ toàn bộ công trình và tiến hành đo đạc, quan trắc trong thời gian thực dưới tác động của tải trọng khai thác [9].

Việc phát hiện các hiện tượng và quá trình dẫn đến hư hỏng của kết cấu bê tông cốt thép và xác định được mức độ hư hỏng cần phải phân tích so sánh với cơ sở dữ liệu mẫu [4]. Cơ sở dữ liệu mẫu đã được thiết lập trong suốt quá trình nghiên cứu thí nghiệm các bộ phận kết cấu, đồng thời hiệu chỉnh các yếu tố xuất hiện của từng loại hư hỏng hoặc một nhóm các hư hỏng với các tính chất của sóng âm thanh thu nhận được qua các cảm biến. Nếu như trong dầm bê tông xuất hiện một vết nứt đủ lớn để phá hủy dầm chúng ta có thể quan sát được quá trình xuất hiện và phát triển của các vết nứt, cũng như có thể quan sát các hiện tượng tạo ra các sóng âm thanh khác nhau như: mất sự bám dính giữa bê tông và cốt thép, chuyển dịch của các thanh cốt thép hay chảy dẻo cốt thép, hoặc thậm chí sự phá hủy của bê tông ở vùng chịu nén và cuối cùng là đứt cốt thép.

Cơ sở dữ liệu mẫu được thiết lập bởi rất nhiều thí nghiệm trên các mẫu dầm bê tông cốt thép khác nhau, cũng như trên các mẫu bê tông khác nhau với các tải trọng và tổ hợp tải trọng khác nhau, ví dụ như tải trọng lặp đi lặp lại mô phỏng tác động của hoạt tải do xe chạy. Cơ sở dữ liệu mẫu này đã được áp dụng thử nghiệm đối với các công trình thực tế [2]. Cơ sở dữ liệu mẫu này được phân loại trên cơ sở 12 tính chất đặc trưng của sóng âm thanh, đối với kết cấu bê tông cốt thép thì được phân loại như sau:

- Nhóm 1 – xuất hiện nứt trong bê tông

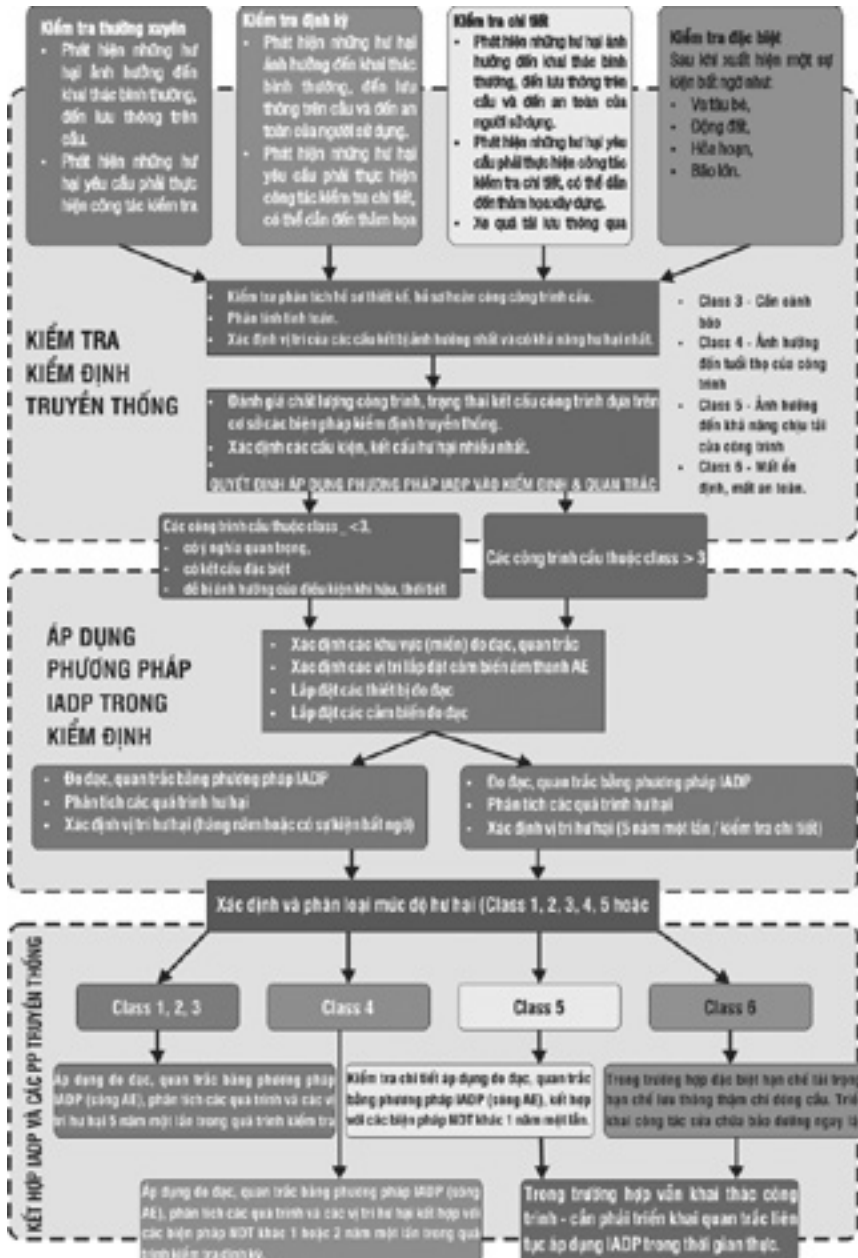


Hình 6. Xác định nguồn âm thanh AE trên mặt phẳng



Hình 7. Quy trình triển khai đo đạc và quan trắc bằng phương pháp sóng âm thanh

- Nhóm 2 – Xuất hiện nứt trong ranh giới giữa bê tông và hạt cốt liệu
- Nhóm 3 – Xuất hiện các vết nứt siêu nhỏ
- Nhóm 4 – các vết nứt phát triển
- Nhóm 5 – mất sự kết dính quanh khu vực xuất hiện nứt
- Nhóm 6 – Dịch chuyển cốt thép chịu nén/phá hoại phần bê tông chịu nén/đứt cốt thép



Hình 6. Xác định nguồn âm thanh AE trên mặt phẳng

Các nghiên cứu [6] triển khai trên 26 dầm đơn giản và 14 dầm liên tục hệ siêu tĩnh đã chỉ ra rằng, các tín hiệu được tạo bởi các hiện tượng: phá hủy bê tông do nén, dịch chuyển cốt thép và đứt cốt thép xuất hiện trước khi kết cấu bị phá hủy gần như cùng một lúc, do đó phân loại thuộc Nhóm 6 là tổng hợp của các hư hỏng nêu ở trên.

Trên cơ sở nghiên cứu thực nghiệm quá trình phát triển các vết nứt trong kết cấu bê tông cốt thép dưới tác động của các tải trọng lặp đi lặp lại, người ta [6] đã đề xuất ra 6 nhóm phân loại tương ứng nhằm đánh giá trạng thái kết cấu công trình dựa trên phân loại các quá trình phát triển hư hỏng.

- Nhóm 1 và 2 – kết cấu làm việc bình thường, ổn định
- Nhóm 3 – Cần cảnh báo
- Nhóm 4 – Ảnh hưởng đến tuổi thọ của công trình
- Nhóm 5 – Ảnh hưởng đến khả năng chịu tải của công trình
- Nhóm 6 – Mất ổn định, mất an toàn.

3. Xác định các quá trình hư hỏng

Sóng âm thanh AE được giải phóng trong quá trình xuất hiện các hư hỏng sẽ được thu nhận bởi các cảm biến lắp trên kết cấu, miền đo đặc của cảm biến được xác định bởi một vỏ hình cầu có đường kính bằng “a” (hình 4), đường kính “a” sẽ phụ thuộc vào độ nhạy của cảm biến, cường độ của âm thanh phát ra. Có thể giả thuyết rằng, đường kính “a” ứng với một chiều dài suy giảm tín hiệu âm thanh (ví dụ 10 dB) và có thể xác định được bằng thí nghiệm [7].

Có nhiều biện pháp để xác định vị trí phát tín hiệu AE, nhưng cơ bản hiện nay sử dụng hai biện pháp đơn giản (chủ yếu được áp dụng cho các kết cấu dầm) để xác định vị trí hư hỏng: theo phân vùng quan trắc, theo mặt phẳng.

3.1. Xác định theo vùng quan trắc

Hình 5 trình bày một sơ đồ lắp đặt các cảm biến âm thanh AE bên dưới một dầm bê tông cốt thép, các tín hiệu từ một điểm bất kỳ trong miền đo đặc của cảm biến số 3 sẽ đến cảm biến số 3 nhanh hơn so với các cảm biến số 2 và số 4 (trong thực tế, khi cảm biến số 3 thu nhận được tín hiệu đo đặc thì thiết bị sẽ tự động ngắt các cảm biến 1, 2, 4 và 5) như thế ta sẽ dễ dàng xác nhận được vị trí của hư hỏng nằm trong miền đo đặc của cảm biến 3. Kích thước của miền đo đặc này phụ thuộc vào khoảng cách giữa các cảm biến “d” và đường kính “a” [8].

3.2. Xác định theo mặt phẳng

Vị trí của nguồn tín hiệu âm thanh AE nằm trên mặt phẳng vuông góc với đường thẳng 2-3 nối giữa các cảm biến với khoảng cách là “a” (hình 6) có thể được xác định trên cơ sở chênh lệch của thời gian Δt thu nhận tín hiệu của các cảm biến 2 và 3. Khi ta biết được vị trí và khoảng cách chính xác của các cảm biến 2 và 3, tốc độ của sóng âm thanh V và sự chênh lệch thời gian Δt ta sẽ xác định chính xác được vị trí của nguồn âm thanh AE [8].

4. Đề xuất quy trình đo đặc trong kiểm định và quan trắc

Để có thể áp dụng một cách có hiệu quả phương pháp IADP vào kiểm định và quan trắc trong thực tế cần có một quy trình cho phép đo đặc và đánh giá một cách khách quan các hư hỏng diễn ra trong kết cấu, đặc biệt dưới tác động của tải trọng khai thác. Sơ đồ quy trình đo đặc cho các kết cấu bê tông cốt thép được đề xuất ở hình 7. Sau quá trình phân tích các kết quả đo đặc đối với kết cấu bê tông cốt thép cho thấy sự cần thiết phải lắp đặt các cảm biến âm thanh AE cho dầm liên tục ở các vị trí chịu uốn – áp dụng phương pháp xác định theo mặt phẳng, trải lại đối với các vị trí trên gối – áp dụng phương pháp xác định theo vùng quan trắc, để có thể phân tích vùng chịu ảnh hưởng moment âm và xem xét sự ảnh hưởng của vùng chịu cắt.

Trên cơ sở áp dụng biện pháp đo đặc quan trắc và phân tích trạng thái kết cấu công trình bằng phương pháp IADP kết hợp với quy trình kiểm tra, kiểm định hiện nay ở Việt Nam, chúng ta có thể đề xuất một vài thay đổi để có thể song song triển khai công tác kiểm định bằng các phương pháp truyền thống. Đồng thời tích hợp các công tác kiểm định và quan trắc bằng IADP (hình 8).

5. Kết luận

Đo đặc và quan trắc bằng phương pháp IADP sử dụng sóng âm thanh AE đối với các kết cấu bê tông cốt thép cho phép chúng ta nhận dạng và xác định các quá trình hư hỏng xuất hiện bên trong kết cấu dưới tác động của các tổ hợp tải trọng khai thác. Đồng thời phương pháp này có thể được áp

dụng như một phương pháp không phá hủy trong công tác kiểm định và đánh giá trạng thái các công trình cầu, đặc biệt là những cầu yếu nêu ở trên mà không cần phải hạn chế lưu thông trên cầu, không ảnh hưởng đến quá trình khai thác của công trình.

Những tiêu chí và chỉ số dẫn đến hư hỏng công trình được xác định qua công tác đo đặc, nghiên cứu và phân tích bằng IADP cho phép hỗ trợ cơ quan chức năng trong việc quản lý và khai thác công trình cầu cũng như hạ tầng giao thông một cách hiệu quả.

Sơ đồ quy trình đo đặc và nghiên cứu bằng IADP dành cho các công trình cầu nêu trong bài có thể được áp dụng trong công tác kiểm định chất lượng công trình cầu, phù hợp với điều kiện và tiêu chuẩn hiện nay của Việt Nam./

Tài liệu tham khảo

1. Lương Minh Chính, 2014. "Long term structural health monitoring system for cable stayed bridge in Vietnam" - Tạp chí Khoa học kỹ thuật thủy lợi và Môi trường, số 43 năm 2014.
2. Lương Minh Chính, Goszczyńska B., Świt G. 2015. „Application of the acoustic emission method of identification and location of destructive processes to the monitoring of the technical state of pre-stressed concrete bridges” Hội nghị khoa học Công nghệ Giao thông vận tải lần thứ III, năm 2015.
3. Báo cáo, 2012. Báo cáo Thủ tướng Chính phủ về chủ trương đầu tư các cầu yếu trên hệ thống quốc lộ của Bộ GTVT. Tháng 5 năm 2012.
4. Hola J., Schabowicz K., 2010. "State-of-the-art non-destructive methods for diagnostics testing of building structures – anticipated development trends", Archives of Civil and Mechanical Engineering, 10 (3), s. 5–18, 2010.
5. Goszczyńska B., 2014. "Analysis of the process of crack initiation and evolution in concrete with acoustic emission testing", Archives of Civil and Mechanical Engineering 14, 2, s. 134–143, 2014.
6. Świt G., 2011. "Analiza procesów destrukcyjnych w obiektach mostowych z belek strunobetonowych z wykorzystaniem zjawiska emisji akustycznej", Monografia, Politechnika Świętokrzyska, Kielce, 2011.
7. Goszczyńska B., Świt G., Trąmpczyński W., 2013. „Monitoring of Active Destructive Processes as a Diagnostic Tool for the Structure Technical State Evaluation”, Bulletin of the Polish Academy of Sciences, Technical Sciences, ISSN 0239–7528, 61 (1), s. 97–108, 2013.
8. Golaski L., Goszczyńska B., Świt G., Trąmpczyński W., 2012. „System for the global monitoring and evaluation of damage processes developing within concrete structures under service loads”, The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering 7 (4) s. 273–245, 2012.
9. Świt G. "Metoda emisji akustycznej w analizie uszkodzeń konstrukcji betonowych wstępnie sprężonych". Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej w Kielcach. Kielce 2008.

Đánh giá an toàn kết cấu...

(tiếp theo trang 99)

$$\mu_B = \max[\min(0,3; 1); \min(0,6; 0); \min(0,1; 0)] = \max(0; 0,4; 0,1) = 0,3$$

$$\mu_C = \max[\min(0,3; 0); \min(0,6; 0,33); \min(0,1; 0,44)] = \max(0; 0,33; 0,1) = 0,33$$

$$\mu_D = \max[\min(0,3; 0); \min(0,6; 0,67); \min(0,1; 0,55)] = \max(0; 0,6; 0,1) = 0,6$$

Đánh giá mức độ nguy hiểm của toàn nhà bằng công thức:

$$\max[\mu_A, \mu_B, \mu_C, \mu_D] = \max(0,3; 0,3; 0,33; 0,06) = 0,6 = \mu_D$$

Kết quả tính toán cho thấy tình trạng kỹ thuật của công trình thuộc Cấp D: khả năng chịu lực của kết cấu không đáp ứng điều kiện sử dụng, nhà xuất hiện tình trạng nguy hiểm tổng thể, cần tiến hành khoan vùng nguy hiểm, có biện pháp chống đỡ kịp thời phục vụ công tác sửa chữa, gia cường hoặc phá dỡ nếu cần thiết.

3. Kết luận

Hiện nay, các đối tượng thuộc phạm vi điều chỉnh của Chỉ thị 05/CT-TTg rất lớn, tuy nhiên, thời gian thực hiện khảo sát, đánh giá rất hạn hẹp, lực lượng chuyên gia am hiểu về lĩnh vực này còn mỏng. Do vậy, việc ban hành Quy trình đánh giá an toàn kết cấu nhà ở và công trình công cộng là rất cần thiết, giúp cho các tổ chức chuyên môn được giao nhiệm vụ có cơ sở thực hiện một cách thống nhất và nhanh chóng.

Nội dung bài báo đưa ra kết quả áp dụng Quy trình trên một công trình cụ thể, ở đây là công trình nhà lắp ghép tấm lớn. Đối với các công trình nhà lắp ghép tấm lớn, các hư hỏng điển hình tập trung ở các mối nối và nghiêng lún. Việc khảo sát, đánh giá các công trình nhà lắp ghép tấm lớn cần được tiến hành kỹ để ghi nhận được các cấu kiện nguy hiểm trong số các cấu kiện được khảo sát. Đối với các công trình xuất hiện nguy hiểm tổng thể (tình trạng kỹ thuật cấp D), cần tiến hành khoanh vùng nguy hiểm, có biện pháp chống đỡ kịp thời phục vụ công tác sửa chữa, gia cường (hoặc phá dỡ nếu cần thiết), đồng thời tiến hành tiến hành quan trắc theo dõi nghiêng, lún công trình nhằm có biện pháp xử lý kịp thời./

Tài liệu tham khảo

1. Chỉ thị 05/CT-TTg ngày 15/2/2016 của Thủ tướng Chính phủ 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. Quyết định số 488/QĐ-BXD ngày 25/5/2016 của Bộ Xây dựng về việc ban hành Quy trình đánh giá an toàn kết cấu nhà ở và công trình công cộng.
3. TCVN 9381: 2012 Hướng dẫn đánh giá mức độ nguy hiểm của kết cấu nhà.
4. TCVN 2737: 1995 Tải trọng và tác động – Tiêu chuẩn thiết kế.

Kiểm tra sai số khép lưới GPS áp dụng cho các mạng lưới GPS cạnh ngắn trong trắc địa công trình

Check GPS network closing errors applied for short GPS baselines network in construction surveying

Lê Văn Hùng, Nguyễn Xuân Hoàng

Tóm tắt

Hiện nay trong công tác đo và xử lý số liệu GPS, hầu hết các cán bộ thực hiện công việc này đều bỏ qua việc kiểm tra chất lượng trị đo trước khi bình sai, họ thường sử dụng kỹ thuật can thiệp nâng cao để gò, ép số liệu. Vì vậy, dẫn đến tọa độ sau bình sai không đảm bảo độ chính xác theo yêu cầu của trắc địa công trình. Vì vậy cần thiết phải kiểm tra chất lượng trị đo ΔX , ΔY , ΔZ trước khi bình sai mạng lưới GPS nhằm loại bỏ sai số thô bằng cách xác định sai số khép giới hạn. Bài báo hoàn thiện hệ thống công thức tính sai số khép và đưa ra bảng xác định sai số khép giới hạn của từng vòng khép GPS phục vụ công tác kiểm tra chất lượng trị đo.

Abstract

Currently, in the activity of measuring and processing GPS data, most of the staff performing this task has ignored the measured value quality checking before adjustment. They often use intervention techniques to correct the data, which leads to the coordinates do not guarantee the accuracy request of geodetic works after adjustment. So it is necessary to check the quality of measured value ΔX , ΔY , ΔZ before adjustment of the GPS network to eliminate crude errors by determining self-limited error. The article aims at finalizing the system of formula for calculating self-limited errors and providing a table of identifying self-limited errors of each of the GPS closed loop for quality control.

Keywords: Global positioning system (GPS)

TS. Lê Văn Hùng
Viện KHCN Xây dựng
Email: Hungleibst@gmail.com

KS. Nguyễn Xuân Hoàng
Công ty CP Địa chính Hà Nội
Email: Xuanhoang0276@gmail.com

1. Đặt vấn đề

Các mạng lưới GPS trong trắc địa công trình là mạng lưới GPS cạnh ngắn, có độ chính xác cao và thường được xây dựng trên diện tích, quy mô nhỏ. Do đó để có một kết quả tính toán chính xác và hợp lý, công tác kiểm tra chất lượng trị đo nhằm loại bỏ các sai số thô trước khi tiến hành tính toán bình sai là hết sức cần thiết. Mạng lưới GPS được tạo thành từ nhiều vector cạnh. Nếu tất cả các cạnh đều đạt chỉ tiêu của chất lượng cạnh riêng rẽ thì thông thường toàn bộ lưới sẽ đạt yêu cầu. Trong mạng lưới GPS, các vector cạnh thường được đo khép kín (có thể là các vector cùng cao độ, hoặc khác cao độ). Dựa vào đặc điểm kết cấu hình học này có thể kiểm tra chất lượng đo của các vector cạnh trong mạng lưới nhờ tính toán các sai số khép hình.

2. Cơ sở lý thuyết

Khi bình sai lưới GPS theo phương pháp điều kiện, trong lưới GPS sẽ có hai dạng phương trình điều kiện là [3]:

- Phương trình điều kiện lập cho các véc tơ cạnh trong hình khép kín.
- Phương trình điều kiện lập cho các véc tơ cạnh kết nối từ điểm gốc này đến điểm gốc khác.

Sau đây ta xét cách tính sai số khép giới hạn cho phương trình điều kiện lập theo hình khép kín được tạo bởi các cạnh độc lập.

Sai số khép (W) phương trình điều kiện trong hình khép kín được tính:

$$\left. \begin{aligned} W_X &= \sum_{i=1}^n \Delta X_i \\ W_Y &= \sum_{i=1}^n \Delta Y_i \\ W_Z &= \sum_{i=1}^n \Delta Z_i \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

Trong đó: $\Delta X_i, \Delta Y_i, \Delta Z_i$ là các gia số tọa độ không gian của véc tơ cạnh i tham gia trong hình khép kín;

n là số lượng véc tơ cạnh trong hình khép kín.

Từ (1), công thức tính sai số trung phương (m) tương ứng là:

$$\left. \begin{aligned} m_{W_X}^2 &= \sum_{i=1}^n m_{\Delta X_i}^2 \\ m_{W_Y}^2 &= \sum_{i=1}^n m_{\Delta Y_i}^2 \\ m_{W_Z}^2 &= \sum_{i=1}^n m_{\Delta Z_i}^2 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Nếu lấy sai số khép giới hạn bằng 2 lần sai số trung phương, từ (2) có công thức tính sai số khép giới hạn (W_{gh}) theo các trục tương ứng là:

$$\left. \begin{aligned} W_{X_{gh}} &= 2 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^n m_{\Delta X_i}^2} \\ W_{Y_{gh}} &= 2 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^n m_{\Delta Y_i}^2} \\ W_{Z_{gh}} &= 2 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^n m_{\Delta Z_i}^2} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Vấn đề là trước khi bình sai, xác định các sai số trung phương gia số tọa độ của các véc tơ cạnh (m_D) như thế nào? Đây là vấn đề không đơn giản, tuy nhiên có thể dựa vào tham số kỹ thuật của máy thu GPS để ước lượng một cách gần đúng theo công thức:

$$m_D^2 = a^2 + (b.D)^2 \quad (4)$$

trong công thức trên D là chiều dài véc tơ cạnh tính ở đơn vị km.

trong hệ tọa độ địa diện chân trời của khu đo, ta có thể viết [4]:

$$m_D^2 = m_{\Delta N}^2 + m_{\Delta E}^2 \quad (5)$$

trong đó $m_{\Delta N}$ và $m_{\Delta E}$ là sai số trung phương của các gia số tọa độ mặt bằng ΔN (theo hướng Bắc) và ΔE (theo hướng Đông).

Thông thường, độ chính xác hiệu độ cao trắc địa kém hơn độ chính xác chiều dài D khoảng 2 lần, tức là:

$$m_{\Delta H} = 2.m_D \text{ hay } m_{\Delta H}^2 = 4.m_D^2 \quad (6)$$

trong đó $m_{\Delta H}$: Sai số trung phương hiệu độ cao

Sai số vị trí tương hỗ trong hệ không gian địa diện sẽ là:

$$m_{\Delta N}^2 + m_{\Delta E}^2 + m_{\Delta H}^2 = 5.m_D^2 \quad (7)$$

Do tính chất trục giao của ma trận xoay (R) [4] (dùng để tính chuyển các yếu tố của véc tơ cạnh GPS từ hệ địa tâm sang hệ địa diện) cho nên sai số tương hỗ trong hệ địa tâm và hệ địa diện là như nhau, như vậy có thể viết:

$$m_{\Delta X}^2 + m_{\Delta Y}^2 + m_{\Delta Z}^2 = m_{\Delta N}^2 + m_{\Delta E}^2 + m_{\Delta H}^2 = 5.m_D^2 \quad (8)$$

Theo nguyên tắc đồng ảnh hưởng, coi sai số gia số tọa độ () theo các trục của hệ vuông góc không gian địa tâm là như nhau, tức là:

$$m_{\Delta X}^2 = m_{\Delta Y}^2 = m_{\Delta Z}^2 = m_{\Delta}^2 \quad (9)$$

Như vậy, biểu thức (8) sẽ được viết:

$$3.m_{\Delta}^2 = 5.m_D^2 = 5[a^2 + (b.D)^2] \quad (10)$$

Từ đó suy ra công thức:

$$m_{\Delta}^2 = \frac{5}{3}[a^2 + (b.D)^2] \quad (11)$$

Thay (11) vào (3) ta được:

$$W_{X_{gh}} = W_{Y_{gh}} = W_{Z_{gh}} = 2.\sqrt{\sum_{i=1}^n m_{\Delta}^2} \quad (12)$$

Hoặc viết ở dạng:

$$W_{X_{gh}} = W_{Y_{gh}} = W_{Z_{gh}} = 2.\sqrt{\frac{5}{3} \sum_{i=1}^n [a^2 + (b.D_i)^2]} \quad (13)$$

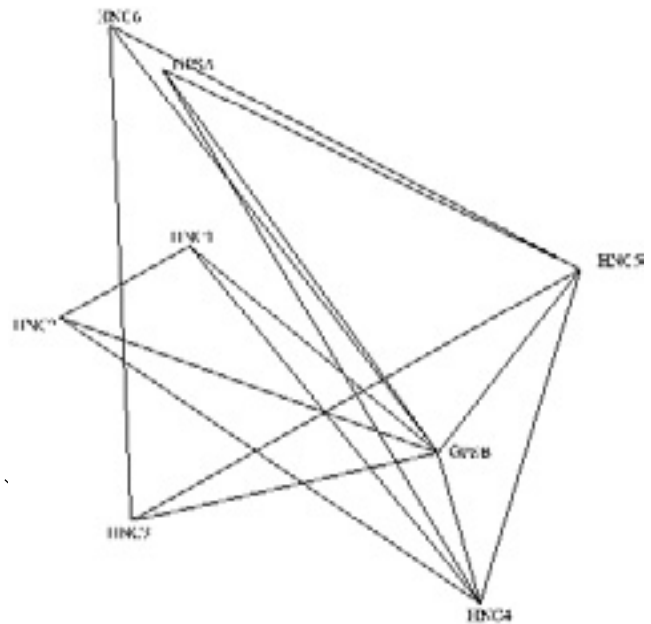
Sau khi biến đổi, ta được:

$$W_{X_{gh}} = W_{Y_{gh}} = W_{Z_{gh}} = 2.\sqrt{\frac{5}{3}} \sqrt{n.a^2 + (b.D)^2} \quad (14)$$

Như vậy sai số khép giới hạn của vòng khép GPS phụ thuộc vào các tham số a, b của máy, số lượng véc tơ cạnh (n) và tổng chiều dài véc tơ cạnh [D] trong vòng khép.

Trong trường hợp các cạnh xấp xỉ nhau và bằng D, ta có công thức:

$$W_{X_{gh}} = W_{Y_{gh}} = W_{Z_{gh}} = 2.\sqrt{\frac{5n}{3}} \sqrt{a^2 + (b.D)^2} \quad (15)$$



Hình 1: Sơ đồ mạng lưới GPS tuyến đường sắt Depo, đoạn Nhổn - ga Hà Nội

Từ công thức (14), công thức tính sai số khép tương đối giới hạn tổng hợp $1/T_{GH}$ như sau:

$$\left(\frac{W_{X,Y,Z}}{[D]} \right)_{GH} = \frac{\sqrt{20.[a^2 + (b.D)^2]}}{\sqrt{n}.D} = \frac{1}{T_{GH}} \quad (16)$$

3. Tính toán thực nghiệm

3.1. Tính sai số khép và sai số khép tương đối giới hạn

Từ các công thức (14) và (16), tính cho một số trường hợp với các tham số độ chính xác của máy thu GPS là $a = 5\text{mm}$, $b = 1\text{ mm/km}$ và áp dụng cho mạng lưới GPS cạnh ngắn (chiều dài cạnh D khoảng từ 0,1 km đến 5 km) là dạng lưới GPS thường gặp trong công tác trắc địa công trình (bảng 1 và bảng 2)

Bảng 1. Sai số khép giới hạn của vòng khép GPS (đơn vị tính mm)

n	D	0,1 km	0,2 km	0,5 km	1,0 km	2,0 km	3,0 km	4,0 km	5,0 km
3		22,4	22,4	22,5	22,8	24,1	26,1	28,6	31,6
4		25,8	25,8	25,9	26,3	27,8	30,1	33,1	36,5
5		28,9	28,9	29,0	29,4	31,1	33,7	37,0	40,8
6		31,6	31,6	31,8	32,2	34,1	36,9	40,5	44,7

Trong bảng trên:

D là chiều dài trung bình các cạnh trong hình

n là số cạnh trong hình khép

3.2. Số liệu thực nghiệm

Lưới thực nghiệm là mạng lưới khống chế mặt bằng thi công các công trình kiến trúc của Depo thuộc Dự án tuyến đường sắt đô thị thí điểm thành phố Hà Nội, đoạn Nhổn - ga Hà Nội. Mạng lưới được đo bằng 04 máy thu tín hiệu GPS Trimble R3 do hãng Trimble của Mỹ sản xuất, thời gian thu tín hiệu 60 ÷ 70 phút. Mạng lưới gồm có 8 điểm, trong đó có 02 điểm gốc (GPSA, GPSB), 06 điểm mới (HNC1 ÷ HNC6) và đo 16 baseline.

Bảng 2. Sai số khép tương đối giới hạn (1/TGH)

$\frac{D}{n}$	0,1 km	0,2 km	0,5 km	1,0 km	2,0 km	3,0 km	4,0 km	5,0 km
3	1:7744	1:15480	1:38538	1:75955	1:143839	1:199263	1:241943	1:273861
4	1:8942	1:17874	1:44499	1:87706	1:166091	1:230089	1:279372	1:316228
5	1:9998	1:19984	1:49752	1:98058	1:185695	1:257248	1:312348	1:353553
6	1:10952	1:21891	1:54500	1:107417	1:203419	1:281801	1:342160	1:387298

Bảng 3. Sai số khép giới hạn của vòng khép lưới GPS Depo, đoạn Nhổn - ga Hà Nội

Số TT	Tên đỉnh tam giác			WX (m)	WY (m)	WZ (m)	WX,Y,Z (m)	[D] (m)	D (km)	WX,Y,Z/[D]
	Đỉnh 1	Đỉnh 2	Đỉnh 3							
1	GPSA	GPSB	HNC4	0.000	0.001	0.002	0.003	774.6	0.3	1/305957
2	GPSA	GPSB	HNC5	0.002	0.002	0.003	0.004	723.0	0.2	1/174292
3	GPSA	HNC4	HNC5	0.002	0.004	0.002	0.005	888.3	0.3	1/171295
4	GPSB	HCN2	HNC1	0.001	0.002	0.001	0.002	540.7	0.2	1/256027
5	GPSB	HCN2	HNC4	0.003	-0.003	-0.002	0.005	660.8	0.2	1/138235
6	GPSB	HCN3	HNC6	-0.002	-0.004	0.000	0.004	836.0	0.3	1/187923
7	GPSB	HCN3	HNC5	-0.001	0.000	0.001	0.001	658.1	0.2	1/701546
8	GPSB	HNC1	HNC4	0.003	-0.004	-0.003	0.006	582.7	0.2	1/96226
9	GPSB	HNC4	HNC5	0.000	0.003	0.002	0.004	457.6	0.2	1/126870
10	GPSB	HNC5	HNC6	-0.001	-0.002	0.000	0.002	805.9	0.3	1/407052
11	HCN2	HNC1	HNC4	0.001	0.001	0.000	0.001	692.4	0.2	1/573069
12	HCN3	HNC6	HNC5	0.000	-0.002	-0.001	0.002	954.9	0.3	1/466491

Đây là mạng lưới GPS cạnh ngắn, với chiều dài cạnh trung bình từ 0,2 ÷ 0,3Km.

Kết quả tính sai số khép được trình bày trong bảng 3.

Tổng số tam giác: 12

- Sai số khép tương đối tam giác lớn nhất: (GPSB--HNC1--HNC4) = 1/96226

4. Kết luận

Dựa vào tính toán thực nghiệm ta rút ra một số nhận xét sau :

Kết quả kiểm tra sai số khép hình mạng lưới GPS tuyến đường sắt Depo, đoạn Nhổn - ga Hà Nội cho thấy:

Với sai số khép tương đối tam giác lớn nhất tính được là 1/96226 và chiều dài cạnh của mạng lưới từ 0,2 ÷ 0,3Km, so sánh với sai số khép tương đối giới hạn đã được trình bày (trong bảng 2) thì kết quả kiểm tra chất lượng trị đo trong mạng lưới là hoàn toàn đạt yêu cầu và tiếp tục tiến hành bước bình sai mạng lưới.

(Trong trường hợp: sau khi kiểm tra sai số khép hình mạng lưới GPS mà thấy sai số khép tương đối của tam giác nào không đạt yêu cầu thì cần kiểm tra lại các tham số đầu vào của số liệu.... rồi tiến hành lại bước kiểm tra sai số khép hình mạng lưới GPS)

Công tác kiểm tra chất lượng trị đo lưới GPS, mà cụ thể là kiểm tra sai số khép hình trước khi tiến hành tính toán bình

sai là hết sức cần thiết nhằm loại bỏ sai số thô và đảm bảo độ chính xác cho mạng lưới trắc địa công trình.

Cần lưu ý: Sai số khép trong tam giác của một ca đo sẽ không thể phát hiện được sự nhầm lẫn trong đo chiều cao anten và trong cấu trúc mạng lưới có các vòng khép kín nhỏ được tạo thành từ hai hoặc nhiều ca đo, khi đó hình khép rất có ý nghĩa đối với công tác kiểm tra sai số thô.

Khi chọn mô hình xử lý từng vector cạnh (với lưới GPS cạnh ngắn), đối với cùng một mô hình giải cạnh trong một ca đo thì sai số khép và sai số khép tương đối chiều dài cạnh của bất kỳ tam giác nào cũng không được vượt quá quy định nêu ở bảng 1, bảng 2./.

Tài liệu tham khảo

1. Đặng Nam Chính, Hệ quy chiếu trắc địa, Bài giảng cao học, Trường Đại học Mỏ - Địa chất, Hà Nội, 2009.
2. Hoàng Ngọc Hà, Bình sai tính toán lưới trắc địa và GPS, NXB Khoa học kỹ thuật, 2006.
3. Đặng Nam Chính, Bùi Thị Hồng Thắm, Xử lý số liệu trắc địa, Giáo trình, Trường Đại học Tài nguyên và Môi trường, Hà Nội, 2012.
4. Lê Văn Hùng, luận án tiến sỹ kỹ thuật, Hà Nội, 2014
5. Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 9401: 2012, Kỹ thuật đo và xử lý số liệu GPS trong trắc địa công trình, Hà Nội, 2012

Khảo sát phương pháp tam giác không gian trong kiểm tra độ nghiêng của công trình

Investigation of spatial triangular method in the tilt monitoring of construction

Lê Thị Nhung, Nguyễn Thái Chính, Ngô Thị Mến Thương

Tóm tắt

Trong xây dựng công trình nhà cao tầng và siêu cao tầng như: tháp truyền hình, ống khói nhà máy, bồn chứa nhiên liệu, công tác chuyển trục chính lên các sàn tầng xây dựng đòi hỏi yêu cầu độ chính xác rất cao. Yêu cầu này nhằm đảm bảo tính bền vững và ổn định của các kết cấu, đồng thời cũng đảm bảo độ chính xác cho việc lắp đặt các cấu kiện thiết bị ở các giai đoạn tiếp theo. Qua khảo sát khả năng ứng dụng phương pháp tam giác không gian trong kiểm tra độ thẳng đứng công trình nhà cao tầng cho thấy, phương pháp này đạt độ chính xác tương đối cao, có thể áp dụng trong công tác thi công cũng như trong quan trắc độ nghiêng công trình nhà cao tầng.

Từ khóa: Phương pháp tam giác không gian, quan trắc độ nghiêng

Abstract

In building and skyscraper construction (television towers, chimneys of factories, fuel tanks), the setting out axes to the floors of the building demands very high precision. This requirement ensures the durability and stability of the structures and accuracy installation of equipment in next period. The investigation of application of the spatial triangular method in the construction tilt monitoring shows that this method reaches high accuracy, so it can be applied in the construction as well as tilt monitoring.

Keywords: Spatial triangular method, tilt monitoring

1. Cơ sở lý thuyết

Sự tiến bộ của khoa học kỹ thuật và sự phát triển của kinh tế quốc dân đã tăng nhanh tiến trình xây dựng công trình, quy mô, hình dáng, độ khó của việc xây dựng các công trình hiện đại đã đề ra yêu cầu càng cao, đồng thời vai trò của công tác trắc địa càng thêm quan trọng. Hiện nay, ngày càng có nhiều những thuật toán, phương pháp mới ứng dụng trong công tác bố trí công trình luôn thu hút được sự quan tâm nghiên cứu của nhiều chuyên gia, cán bộ kỹ thuật ngành Trắc địa.

Ở nước ta, việc chuyển trục công trình lên sàn tầng xây dựng trong xây dựng nhà cao tầng có ý nghĩa rất quan trọng. Vì vậy lựa chọn phương pháp chuyển trục có ảnh hưởng lớn đến chất lượng của công việc này cũng như toàn bộ công tác trắc địa xây dựng nhà cao tầng. Hiện nay thường sử dụng những phương pháp sau để chuyển trục công trình lên cao: Phương pháp dùng dọi chính xác, phương pháp sử dụng mặt phẳng ngắm máy kinh vĩ, phương pháp sử dụng máy toàn đạc điện tử, phương pháp chiếu đứng quang học...

Khi chuyển trục công trình lên các sàn tầng bằng các phương pháp trên có tồn tại một số nguồn sai số dẫn đến hệ thống trục bị lệch so với thiết kế. Bên cạnh đó công tác thi công xây dựng cũng tồn tại nguồn sai số đáng kể, do đó công trình khi xây dựng càng lên cao có thể xảy ra tình trạng bị nghiêng, cong, vênh, vặn xoắn...

Độ nghiêng của công trình được đặc trưng bởi véc tơ độ lệch tổng hợp e . Véc tơ e hợp bởi hai thành phần vuông góc với nhau: thành phần theo trục X (ký hiệu là e_x) và thành phần theo trục Y (ký hiệu là e_y). Độ nghiêng của công trình được thể hiện bằng góc nghiêng ε và hướng nghiêng α . Góc nghiêng ε là góc hợp bởi trục đứng lý tưởng (đường dọi) và trục đứng thực tế của công trình và được xác định theo công thức sau [1]:

$$\varepsilon = \frac{e}{h} \quad (1)$$

Trong đó: h là chiều cao của công trình

Hướng nghiêng α là góc định hướng của véc tơ e , là góc hợp bởi hướng dương của trục Y và hình chiếu của véc tơ e trên mặt phẳng nằm ngang. Hướng nghiêng sẽ được xác định theo công thức [1]:

$$\alpha = \arctg\left(\frac{e_y}{e_x}\right) \quad (2)$$

Việc quan sát độ nghiêng phải được thực hiện bằng các máy móc, thiết bị phù hợp với từng phương pháp và độ chính xác yêu cầu. Trước khi đưa vào sử dụng các máy móc thiết bị phải được kiểm nghiệm và hiệu chỉnh theo đúng các qui định của tiêu chuẩn hoặc qui phạm chuyên ngành. Trong giai đoạn thi công xây dựng độ nghiêng của công trình xuất hiện do lỗi của người thi công, vì vậy nó cần phải được phát hiện kịp thời để bên thi công có biện pháp chỉnh sửa. Độ nghiêng của công trình trong giai đoạn khai thác sử dụng xuất hiện do nhiều nguyên nhân: Do tác động của tải trọng, tác động của gió, do ảnh hưởng của độ lún không đều vv... Vì vậy việc xác định độ nghiêng của công trình trong giai đoạn này cần phải được thực hiện lặp đi lặp lại theo các chu kỳ để theo dõi và đánh giá sự chuyển dịch của nó theo thời gian.

Nội dung phương pháp kiểm tra độ nghiêng của công trình được tiến hành qua các bước như sau:

- Trên mặt đất chọn về phía mỗi mặt bên của công trình 2 điểm làm điểm khống chế cơ sở. Điểm này phải đặt tại nơi thuận tiện cho công tác đo đạc, ổn định suốt trong quá trình thi công xây dựng công trình đến khi công trình đi vào

ThS. Lê Thị Nhung

Khoa Trắc địa – Bản đồ

Trường ĐH Tài nguyên và Môi trường Hà Nội

Email: lenhung.hunre@gmail.com

ThS. Nguyễn Thái Chính

Khoa Trắc địa bản đồ và Quản lý đất đai

Trường ĐH Mỏ - Địa Chất Hà Nội

Email: nguyenthachinh.tdcl15@gmail.com

ThS. Ngô Thị Mến Thương

Khoa Trắc địa – Bản đồ

Trường ĐH Tài nguyên và Môi trường Hà Nội

Email: menthuong154@gmail.com

vận hành sử dụng. Trên thân công trình, tại mỗi mặt bên chọn 2 điểm kiểm tra ở chân và đỉnh công trình.

- Sử dụng máy toàn đạc điện tử đặt tại các điểm khống chế cơ sở trên mặt đất đã chọn trước đó, tiến hành đo góc bằng β_i và khoảng cách ngang S_i từ điểm đặt máy đến điểm kiểm tra (hình 1).

- Sau đó, tiến hành bình sai lưới tam giác trong không gian được tạo bởi các điểm khống chế dưới mặt đất và các điểm kiểm tra trên thân công trình để thu được tọa độ thực tế của các điểm kiểm tra trên thân công trình.

- Dựa vào tọa độ sau bình sai của các điểm kiểm tra, xác định các tham số đặc trưng cho độ nghiêng của công trình trong không gian và theo thời gian.

2. Tính toán thực nghiệm

Địa điểm đo đạc thực nghiệm tại tòa nhà XP-Homes – Đường 32 - huyện Đan Phượng - thành phố Hà Nội. Tòa nhà gồm 2 tòa tháp (A, B) cao 25 tầng, trong đó, có 25 tầng nổi và một tầng hầm.

Tại địa điểm thực nghiệm tác giả tiến hành lập lưới khống chế trắc địa đo góc – cạnh trong không gian tại một mặt bên của tòa nhà (hình 2). Bao gồm 2 điểm A, B thuộc lưới khống chế ở dưới mặt đất và 2 điểm trên cột chịu lực của tòa nhà. Thời gian đo đạc từ 15 giờ 30 phút đến 17 giờ ngày 08 tháng 2 năm 2015 (tính cả thời gian lựa chọn điểm khống chế dưới mặt đất và trên thân công trình). Việc đo đạc được tiến hành bằng máy toàn đạc điện tử TOPCON – GPT3100N.

2.1. Số liệu thu thập được

Tiến hành đo đạc thực nghiệm với trị số lượng trị đo là 08 gồm: 4 góc và 4 cạnh. Tại mỗi trạm, đo theo phương pháp khép vòng và số lượng là 2 vòng đo; cạnh lưới được đo 2 lần: đo đi và đo về. Lấy trung bình các lần đo, thu được bảng kết quả đo như trong bảng 1. Tọa độ các điểm khống chế cơ sở cho như trong bảng 2.

Bảng 1. Số liệu đo góc – cạnh

N	Góc đo			N	Cạnh đo (m)
	Độ	Phút	Giây		
β_1	69	22	08	S_1	108.360
β_2	69	22	10	S_2	108.388
β'_1	86	22	23	S'_1	101.616
β'_2	86	22	37	S'_2	101.636

Bảng 2. Tọa độ các điểm khống chế cơ sở

Tên điểm	Tọa độ gốc	
	X (m)	Y (m)
A	1000.000	2000.000
B	1000.000	2044.602

Với số liệu đo đạc thực tế, tiến hành tính toán khái lược để lọc số liệu đầu vào cho thấy đã đảm bảo yêu cầu độ chính xác công tác phục vụ bố trí công trình.

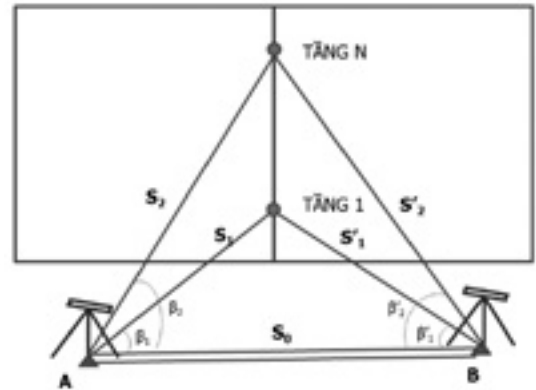
2.2. Xử lý kết quả đo

Bảng 3. Tọa độ sau bình sai của các điểm lưới khống chế

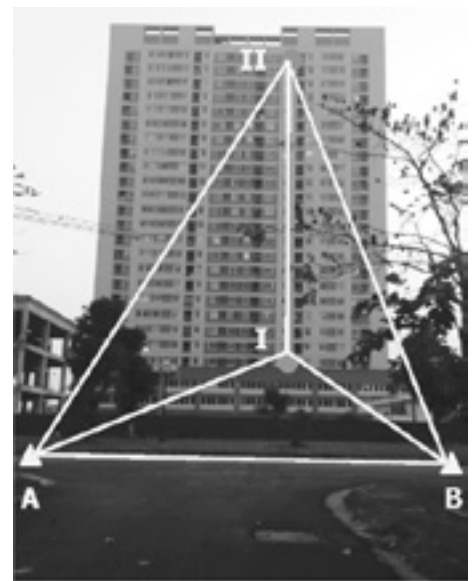
Tên điểm	Tọa độ sau bình sai		Sai số trung phương vị trí điểm (mm)
	X (m)	Y (m)	
I	1101.406	2038.173	5.3
II	1101.432	2038.182	5.3

Tọa độ điểm quan trắc sau bình sai I, II: $X^{BS} = X^0 + \Delta X$. Tọa độ này là cơ sở để tính toán các yếu tố phản ánh độ thẳng đứng của công trình.

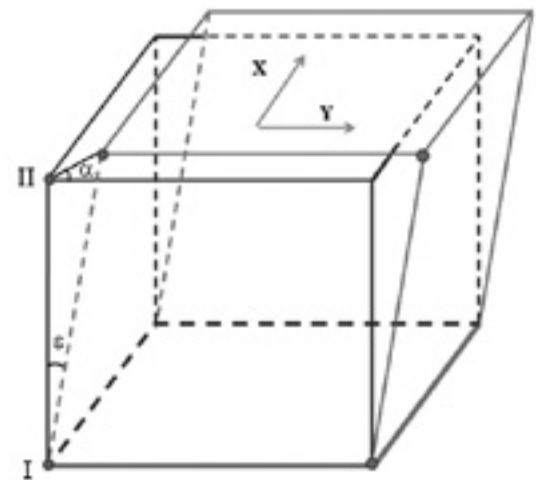
Sai số trung phương trọng số đơn vị:



Hình 1. Phương pháp tam giác không gian xác định độ nghiêng công trình



Hình 2. Vị trí kiểm tra độ nghiêng của tòa nhà



Hình 3. Độ nghiêng của cột chịu lực trên thân công trình tại vị trí kiểm tra

$$m_0 = \sqrt{\frac{[P\bar{V}\bar{V}]}{n-t}} = \pm 6.8''$$

Trong đó: P là trọng số; V là véc tơ số hiệu chỉnh của dây trị đo; n là tổng số trị đo trong lưới; t là số lượng trị đo cần thiết.

2.3. Tính độ nghiêng công trình

- Chiều cao công trình: 75m

- Độ lệch theo hướng trục X

$$e_x = x_{II} - x_I = 1101.432\text{m} - 1101.406\text{m} = +0.026\text{m}$$

- Độ lệch theo hướng trục Y

$$e_y = y_{II} - y_I = 2038.182\text{m} - 2038.173\text{m} = +0.009\text{m}$$

- Véc tơ độ lệch tổng hợp so với điểm dưới chân công trình:

$$e = \sqrt{(e_x^2 + e_y^2)} = 0.028\text{ m}$$

- Hướng nghiêng của điểm kiểm tra (là góc hợp bởi hướng dương của trục Y và hình chiếu của véc tơ e trên mặt phẳng nằm ngang):

$$\alpha = \arctg \frac{e_y}{e_x} = 18^\circ 28' 51''$$

- Góc nghiêng của công trình (góc hợp với phương dây dọi):

$$\varepsilon = \frac{e}{h} = 0^\circ 01' 34''$$

2.4. Đánh giá các kết quả kiểm tra độ nghiêng theo 4 phương pháp

2.4.1. Phương pháp đo khoảng cách ngang bằng máy toàn đạc điện tử

Đối với phương pháp này tại mỗi mặt bên của tòa nhà chỉ có thể xác định độ nghiêng theo một phương X hoặc Y trong không gian. Do đó, tại mỗi mặt bên của công trình (các điểm này được gắn trên mặt bên của cột chịu lực) không thể xác định được các thông số như hướng nghiêng (α), góc nghiêng công trình (ε) hoặc độ lệch tổng hợp (e).

2.4.2. Phương pháp giao hội cạnh

Phương pháp này mặc dù có thể xác định được các thông số như hướng nghiêng (α), góc nghiêng công trình (ε), và độ lệch tổng hợp (e) nhưng cho độ chính xác không cao do trị đo thừa không có. Điều này có thể chứng minh qua công thức tính sai số vị trí điểm I như sau:

$$m_{x_I}^2 = m_{x_A}^2 + m_s^2 \cos^2 \alpha_{AI} + \frac{S_{AI}^2 \sin^2 \alpha_{AI} m_{\alpha_{AI}}^2}{\rho^2} \quad (3)$$

$$m_{y_I}^2 = m_{y_A}^2 + m_s^2 \sin^2 \alpha_{AI} + \frac{S_{AI}^2 \cos^2 \alpha_{AI} m_{\alpha_{AI}}^2}{\rho^2} \quad (4)$$

Tính m_α thông qua m_s theo công thức định lý hàm số cos trong tam giác ABI. Suy ra, sai số trung phương vị trí điểm I có giá trị bằng:

$$m_{x_I}^2 = 58.207; m_{y_I}^2 = 39.458 \rightarrow m_I = \pm 9.9\text{ mm}$$

2.4.3. Phương pháp giao góc thuận

Phương pháp này cũng có thể xác định được các thông số như hướng nghiêng (α), góc nghiêng công trình (ε), và độ lệch tổng hợp (e) nhưng cho độ chính xác không cao do trị đo thừa không có. Điều này có thể chứng minh qua công thức tính sai số vị trí điểm I theo công thức (3) và (4). Tính

m_s thông qua m_β theo công thức định lý hàm số sin trong tam giác ABI. Suy ra, sai số trung phương vị trí điểm I có giá trị bằng:

$$m_{x_I}^2 = 37.829; m_{y_I}^2 = 47.139 \rightarrow m_I = \pm 9.2\text{ mm}$$

2.4.4. Phương pháp tam giác không gian

Sai số trung phương vị trí điểm I tính theo công thức sau:

$$m_I^2 = \pm \mu \sqrt{Q_{XX} + Q_{YY}} = \pm 5.3\text{ mm}$$

Nhận thấy, phương pháp tam giác không gian tối ưu về độ chính xác. Tại mỗi điểm kiểm tra trên thân công trình đều có thể xác định được các thông số như hướng nghiêng (α), góc nghiêng công trình (ε), và độ lệch tổng hợp (e) một cách đơn giản.

3. Kết luận và khuyến nghị

3.1. Kết luận

Phương pháp kiểm tra độ nghiêng công trình bằng việc lập lưới khống chế tam giác đo góc cạnh, từ đó tìm tọa độ thực tế của các điểm kiểm tra trên thân công trình có cơ sở lý luận chặt chẽ. Mặt khác phương pháp này còn khắc phục được một số nhược điểm cơ bản của một số phương pháp vừa so sánh ở trên như:

+ Tối ưu về độ chính xác so với phương pháp giao hội cạnh và phương pháp giao hội góc;

+ Thời gian thi công hợp lý đảm bảo tiến độ trong thi công công trình;

+ Tại mỗi điểm quan trắc tính toán được các yếu tố phản ánh độ nghiêng công trình e , ε , α mà không cần phải đặt thêm trạm máy khác tại hướng vuông góc (so với phương pháp đo khoảng cách ngang bằng máy toàn đạc điện tử).

Do vậy, phương pháp này hoàn toàn có thể áp dụng vào thực tiễn sản xuất. Với độ chính xác như trên ngoài việc áp dụng vào thi công còn có thể đảm bảo công tác quan trắc độ thẳng đứng của công trình.

3.2. Khuyến nghị

Phương pháp tam giác không gian nên áp dụng tại những khu vực xây dựng có chân công trình thông thoáng, khoảng cách từ điểm đặt máy đến chân công trình tối thiểu gấp ba lần chiều cao công trình để giảm ảnh hưởng của một số nguồn sai số của máy toàn đạc (sai số MO). Ngoài ra, nên lựa chọn điểm đặt máy sao cho đồ hình lưới tạo thành những tam giác cân hoặc tương đối cân (nghĩa là khoảng cách từ hai điểm đặt máy đến điểm quan trắc tương ứng trên thân công trình bằng nhau hoặc tương đối bằng nhau: $AI \cong BI, AII \cong BII$).

Tài liệu tham khảo

1. TCXDVN 357:2005, Công tác trắc địa trong quan trắc độ nghiêng công trình.
2. Charles D. Ghilani, Paul R. Wolf, Adjustment Computations: Spatial Data Analysis (2006), Fourth Edition, John Wiley & Sons, Inc. ISBN: 978-0-471-69728-2.
3. Hoàng Ngọc Hà, Bình sai tính toán lưới trắc địa và GPS, NXB Khoa học và kỹ thuật.
4. Hoàng Thanh Hường, Doãn Huy, Trương Chinh, Xử lý số liệu quan trắc biến dạng (2001), (Bản dịch từ tiếng Trung Quốc của PGS. TS. Phan Văn Hiến, 2010).
5. Phan Văn Hiến, Đặng Quang Thịnh, Cơ sở bình sai trắc địa (2009), NXB Nông nghiệp.

Nâng cao vai trò và hiệu quả của các môn lịch sử trong đào tạo Kiến trúc sư

Enhance the Role and Effectiveness of History Subjects in Architect Training

Vũ An Khánh

Tóm tắt

Lịch sử là bộ môn khoa học nghiên cứu về quá khứ, đặc biệt là những sự kiện liên quan đến con người. Đây là một thuật ngữ chung có liên quan đến các sự kiện trong quá khứ cũng như những ghi nhớ, phát hiện, thu thập, tổ chức, trình bày, giải thích và thông tin về những sự kiện này.

Tất cả các ngành khoa học đều có lịch sử phát triển riêng, từ các ngành khoa học kỹ thuật tới khoa học xã hội – nhân văn. Các ngành nghệ thuật còn có lịch sử phát triển sinh động hơn nữa mà nắm bắt được lịch sử chuyên ngành nghệ thuật, trong đó có nghệ thuật kiến trúc là nội dung kiến thức hết sức cần thiết để phát triển năng lực sáng tạo.

Bài viết nghiên cứu về vai trò của các môn học lịch sử trong đào tạo kiến trúc sư và đề xuất hướng giải pháp nâng cao chất lượng đào tạo.

Từ khóa: Lịch sử, kiến trúc, bảo tồn, đào tạo, kiến trúc sư

Abstract

History is the study of the past as it is described in written documents, especially those related to human beings. It is an umbrella term that relates to past events as well as the memory, discovery, collection, organization, presentation, and interpretation of information about these events.

All sciences have their own developmental history, from the technical sciences to the social sciences and humanities. Also, the arts have a more vivid history that capturing the history of the arts, including architecture, is essential for the development of creative capacity.

The paper studies the role of historical subjects in architectural training and proposes solutions to improve the training quality.

Keywords: History, architecture, conservation, education, architect

TS. Vũ An Khánh

Khoa Kiến trúc, Phòng KHCN

Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

ĐT: 0913.316.455

Email: vuankhanh2010@gmail.com

1. Đặt vấn đề

Lịch sử (Tiếng Hy Lạp là *ιστορία*, historia, có nghĩa là điều tra, kiến thức thu được qua điều tra) là bộ môn khoa học nghiên cứu về quá khứ, đặc biệt là những sự kiện liên quan đến con người. Đây là một thuật ngữ chung có liên quan đến các sự kiện trong quá khứ cũng như những ghi nhớ, phát hiện, thu thập, tổ chức, trình bày, giải thích và thông tin về những sự kiện này. Các sự kiện xảy ra trước khi có những ghi chép lại được coi là thời tiền sử.

Nhìn chung, tất cả các ngành khoa học đều có lịch sử phát triển riêng, từ các ngành khoa học kỹ thuật tới khoa học xã hội – nhân văn. Các ngành nghệ thuật còn có lịch sử phát triển sinh động hơn nữa mà nắm bắt được lịch sử chuyên ngành nghệ thuật, trong đó có nghệ thuật kiến trúc là nội dung kiến thức hết sức cần thiết để phát triển năng lực sáng tạo. Trong chương trình đào tạo kiến trúc sư nói chung, các môn học lịch sử chiếm một vị trí quan trọng trong hệ thống kiến thức nền tảng với một thời lượng lớn. Đó là các môn học: Lịch sử nghệ thuật, lịch sử kiến trúc, lịch sử quy hoạch phát triển đô thị... Đối với các chuyên ngành hẹp hơn như nội thất, kiến trúc cảnh quan, bảo tồn lịch sử... lại có các môn lịch sử tương ứng.

Hầu như mọi sáng tạo kiến trúc mới đều có mối liên hệ hoặc tham chiếu lịch sử, điều này cho thấy rằng không có một nền tảng lịch sử chắc chắn thì không thể sáng tạo ra bất kỳ một hình thức kiến trúc mới nào.

2. Vai trò của các môn học lịch sử trong đào tạo kiến trúc sư

Trong số những môn học lịch sử trong chương trình đào tạo kiến trúc sư các nước tiên tiến thì Lịch sử kiến trúc có vị trí trung tâm, Lịch sử quy hoạch phát triển đô thị diễn giải về bối cảnh không gian ở tầm cỡ lớn trong đó có chứa các không gian và công trình kiến trúc, Lịch sử nghệ thuật, Lịch sử nội thất kiến trúc và đồ tạo tác diễn giải những yếu tố chứa trong không gian kiến trúc...

2.1. Vị trí và vai trò của môn Lịch sử kiến trúc trong đào tạo kiến trúc sư

Lịch sử kiến trúc nghiên cứu sự phát triển của nền kiến trúc thế giới thông qua việc nghiên cứu các ảnh hưởng ở các góc độ khác nhau như nghệ thuật, văn hoá, chính trị kinh tế và kỹ thuật. Nhìn chung, nhiệm vụ của lịch sử kiến trúc là xây dựng mối quan hệ giữa ý nghĩa biểu cảm vô hình của công trình kiến trúc (ngữ nghĩa, chức năng, biểu tượng...) với sự thể hiện hữu hình của các đối tượng kiến trúc (kích thước, vật liệu, thành phần của kiến trúc...) và đặt vào trong một nghiên cứu tổng thể của thời điểm lịch sử.

Lịch sử kiến trúc cung cấp một khối lượng kiến thức tổng thể, đa dạng, nhiều chiều cạnh trong các mối quan hệ nguyên nhân - kết quả tương tác chặt chẽ với nhau.

- Bối cảnh chính trị - xã hội: Các chế độ cai trị, tổ chức nhà nước, cộng đồng, hệ thống luật lệ, quan hệ đẳng cấp trong xã hội, các cuộc chiến tranh... Mỗi lãnh địa, công quốc, vương quốc, trên thế giới qua các giai đoạn lịch sử nhất định đều có những đặc trưng riêng. Đây là xuất phát điểm của những dạng công trình kiến trúc mới từng thời kỳ ...

- Bối cảnh hoạt động kinh tế - thương mại: Mức độ phát triển của sản xuất hàng hoá, phát triển công nghệ, mối quan hệ giữa sản xuất và thương mại, phương thức phân chia sản phẩm và lợi nhuận, mức sống... là những yếu tố có ảnh hưởng lớn tới hoạt động xây dựng. Lịch sử kiến trúc cho thấy tầm cỡ, số lượng và mức độ tinh xảo của công trình kiến trúc phụ thuộc phần lớn vào tiềm năng kinh tế địa phương.

- Điều kiện tự nhiên về địa hình, khí hậu, thiên tai: Công trình kiến trúc nói chung đều phải hoà hợp với điều kiện về địa hình, nền móng, chế độ nắng, gió, bão, độ ẩm không khí, nhiệt độ cực đại và cực tiểu... nhằm hạn chế tác hại và lợi dụng được những thuận lợi để tạo dựng môi trường sống tiện nghi tối đa với chi phí đầu tư thấp nhất, đảm bảo an toàn, tránh được thảm hoạ thiên tai...

- Đặc trưng về văn hoá, tư tưởng, tôn giáo của giai đoạn lịch sử: Nhiều quần thể công trình kiến trúc được xây dựng nên từ thời Cổ đại tới cuối thế kỷ Mười tám ở Phương Tây đều phục vụ cho mục đích nghi lễ tôn giáo hoặc là biểu tượng của những tư tưởng triết học hay nhân văn của thời đại, những niềm hân hoan chiến thắng hay hận thù sau những cuộc chiến tranh...

- Những tiến bộ của khoa học – công nghệ nói chung và kỹ thuật xây dựng nói riêng: Kỹ thuật chế tác đá phát triển và sáng chế thiết bị nâng, vận chuyển, kỹ thuật thi công trợ giúp xây dựng nên các Kim tự tháp Cổ đại ở Ai Cập; Việc phát minh ra những hệ thống cấu tạo, kết cấu mới có hiệu quả hơn về chịu lực là tiền đề và được ứng dụng trong các công trình kiến trúc lớn. Hệ thống kết cấu chịu lực công trình thường có mối liên hệ với việc sử dụng hay chế tạo ra dạng vật liệu xây dựng mới.

- Những ý tưởng mới về tổ chức không gian kiến trúc ngày càng phong phú được thể hiện trong những công trình kiến trúc có chất lượng nghệ thuật đỉnh cao, đáp ứng một cách hoàn hảo những yêu cầu sử dụng và thể hiện được những lý tưởng của thời đại. Đó là Nhà thờ Đức bà Paris, Thánh đường Reims, Nhà thờ thánh Piter ở Rome...

- Những thành tựu của nghệ thuật trang trí nội thất, thiết kế và chế tác đồ đạc: Đó là nghệ thuật trang trí tường và vòm mái, nghệ thuật điêu khắc, hội họa, tranh thêu, kính màu, uốn rèn kim loại, thành tựu và chất lượng thẩm mỹ và sử dụng của bàn ghế, khám thờ, trang trí cung thánh, cung điện...

- Những thành tựu khác về nghệ thuật chiếu sáng tự nhiên nội thất, sử lý âm thanh...

Thông qua lịch sử kiến trúc, sinh viên kiến trúc thu lượm được một khối lượng kiến thức khổng lồ và toàn diện, nhiều chiều cạnh có liên quan tới tổng thể mọi mặt cuộc sống của con người trong thời kỳ mà tổ hợp hay công trình kiến trúc được xây dựng. Môn Lịch sử kiến trúc đối với đào tạo kiến trúc sư có vai trò như một cơ cấu nền tảng hoàn chỉnh, một cây hệ thống cơ bản về bối cảnh kinh tế - xã hội, Bối cảnh hoạt động kinh tế - thương mại, Điều kiện tự nhiên khu vực xây dựng về địa hình, khí hậu, thiên tai, Đặc trưng về văn hoá, tư tưởng, tôn giáo của giai đoạn lịch sử, Những tiến bộ của khoa học – công nghệ và kỹ thuật xây dựng, Những ý tưởng mới về tổ chức không gian kiến trúc, Những thành tựu của nghệ thuật trang trí nội thất, thiết kế và chế tác đồ đạc, Những thành tựu khác về nghệ thuật chiếu sáng nội thất, sử lý âm thanh... Tuy nhiên, khối lượng kiến thức, mức độ sâu và chi tiết của thông tin và thời lượng dành cho từng mảng thông tin không đều nhau. Đối với môn lịch sử kiến trúc thì những vấn đề của tổ chức không gian, phong cách, hệ kết cấu... vẫn là trọng tâm và những thông tin khác tạo nên một cái phông hay nền tảng để phục vụ mô tả và diễn giải các vấn đề về kiến trúc. Trên cơ sở khung kiến thức đó, sinh viên nhìn nhận một bức tranh toàn cảnh về tổ hợp và công trình kiến trúc và từ đó có thể đi sâu nghiên cứu từng vấn đề cụ thể khi cần thiết.

2.2. Vị trí và vai trò của môn lịch sử bảo tồn kiến trúc trong đào tạo kiến trúc sư

Có những định nghĩa khác nhau về công tác bảo tồn kiến trúc.

Định nghĩa hẹp: Đó là nhận định các yếu tố liên quan tới vấn đề kéo dài cuộc sống và giữ gìn tính toàn vẹn các đặc trưng kiến trúc, chẳng hạn như dạng công trình và kiểu dáng, vật liệu xây dựng. Theo nghĩa này, thuật ngữ trên có liên quan tới việc sử dụng chuyên nghiệp kết hợp giữa khoa học, nghệ thuật, thủ công và công nghệ như là một công cụ bảo tồn, có liên quan đến các lĩnh vực gốc như bảo tồn môi trường lịch sử và bảo tồn nghệ thuật.

Định nghĩa rộng: Ngoài thiết kế và định nghĩa khoa học - nghệ thuật đã mô tả ở trên, bảo tồn kiến trúc đề cập các vấn đề nhận diện, chính sách, quy định và vận động liên quan đến toàn bộ môi trường văn hoá và xây dựng. Phạm vi này thừa nhận rằng xã hội có các cơ chế để xác định và đánh giá các nguồn văn hoá lịch sử, thảo ra luật lệ để bảo vệ các nguồn lực này và xây dựng chính sách và kế hoạch quản lý để lý giải, bảo vệ và giáo dục.

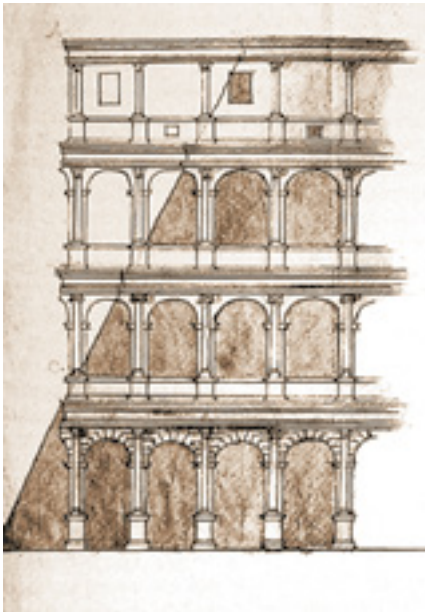
Định nghĩa về chức năng: Bảo tồn kiến trúc là quá trình các cá nhân hoặc nhóm người cố gắng bảo vệ các tòa nhà có giá trị tránh khỏi những sự thay đổi không mong muốn.

Lịch sử kiến trúc xem xét, mô tả và nhận định về tổ hợp hay công trình kiến trúc ở tất cả các khía cạnh chức năng, tổ chức không gian, hệ thống cấu trúc – kết cấu, kỹ thuật và vật liệu xây dựng, trang trí nội thất, hình thức, phong cách kiến trúc... tương đối tĩnh, tức là xem xét công trình tại thời điểm hay giai đoạn xây dựng nhất định trong bối cảnh kinh tế - xã hội, điều kiện tự nhiên địa phương.

Lịch sử bảo tồn kiến trúc xem xét, mô tả và nhận định về giá trị những gì còn hiện hữu của tổ hợp hay công trình kiến trúc tại thời điểm nghiên cứu sau khi trải qua một thời kỳ, có thể rất dài tới hàng nghìn năm với những tác động mọi mặt gây nên sự xuống cấp vật thể và sự biến động về giá trị tinh thần của công trình. Đối tượng bảo tồn nhiều khi chỉ còn là các đồng phế tích do công trình đã bị phá hủy bởi các tác động tự nhiên như động đất, thiên tai... hay sự phá hoại của con người như hỏa hoạn, chiến tranh.

Công tác bảo tồn lịch sử tổ hợp và công trình kiến trúc được triển khai dựa trên những thành tựu của các phương pháp khảo sát, thí nghiệm mẫu vật, phương pháp thu thập và xử lý thông tin dữ liệu, những thành tựu của công nghệ và biện pháp gia cố, phục hồi cấu trúc và vật liệu. Tiến trình một dự án bảo tồn bao gồm:

Đánh giá: Bước đầu tiên là đánh giá về lịch sử và giá trị công trình. Theo kiến trúc sư Donald Insall, "Mỗi tòa nhà đều có tiểu sử riêng của nó". Kiến thức tổng hợp về toàn bộ đời sống của tòa nhà giúp hiểu biết căn bản về các đặc trưng và các vấn đề của nó. Ông đưa Parthenon ở Athens làm ví dụ. Đó là công trình được xây dựng giữa 447 và 432 trước Công nguyên với tư cách là đền thờ nữ thần Athena, công



Một số bản vẽ phương án và ảnh chụp quá trình phục hồi công trình Colosseum ở Roma vào các năm 1806 và 1824.

Lịch sử bảo tồn công trình này cho ta biết một hệ thống thông tin phong phú và đa phương diện, bắt đầu từ khi xây dựng từ đầu thiên niên kỷ thứ nhất, trải qua các thăng trầm gần hai nghìn năm, tới các cuộc tranh luận về quan điểm và phương pháp phục hồi.



nặng công trình theo thời gian đã biến đổi thành nhà thờ Thiên chúa, nhà thờ Hồi giáo và kho thuốc súng trước khi trở thành một trong những điểm tham quan du lịch nổi tiếng nhất thế giới.

Bước tiếp theo là khảo sát kỹ lưỡng, đo đạc bằng thước cuộn, thước thanh và thước mực. Các kỹ thuật đo hiện đại, chẳng hạn như chụp ảnh bằng quang phổ (sử dụng không ảnh để tạo bản đồ và khảo sát) và chụp ảnh nổi ngày nay cũng được sử dụng để tăng độ chính xác. Sau khi các phép đo được hoàn thành, tiến hành phân tích sự ổn định cấu trúc của tòa nhà và mô hình chuyển vị. Không có công trình xây dựng là ổn định vĩnh cửu; tình trạng đất nền và gió có thể ảnh hưởng đến sự ổn định của tòa nhà và cần được ghi lại.



Bước tiếp theo là phân tích tất cả các dữ liệu đã thu thập trên cơ sở tìm hiểu những bối cảnh, điều kiện môi trường, khí hậu, ý tưởng thiết kế chủ thể ban đầu, những công nghệ và trang thiết bị xây dựng được áp dụng, nguồn, phương pháp chế tác, vận chuyển và sử dụng những vật liệu nguyên bản công trình, quá trình xây dựng công trình, quá trình vận hành sử dụng. Tiếp theo là tìm hiểu sự cố xảy ra trong vận hành sử dụng công trình, những nguyên nhân gây nên sự xuống cấp vật thể công trình, những nguyên nhân khiến cho công trình không được trùng tu, bảo dưỡng hay bỏ hoang cũng như bị lãng quên.

Kết thúc quá trình đánh giá là một kế hoạch bảo tồn dựa trên các nguồn

tài trợ hiện hữu.

Lịch sử bảo tồn kiến trúc ở bước này cho chúng ta thông tin về những cuộc tranh luận về phương pháp đánh giá giá trị công trình, những thông tin về tiến trình đo đạc, khảo sát, khám phá, thử nghiệm, những bất ngờ và trục trặc trong tiến trình này. Việc phân tích những dữ liệu thu thập được cũng cho biết về lịch sử kiến trúc công trình, bao gồm: hoàn cảnh kinh tế, chính trị, xã hội, tự nhiên, các ý tưởng của đồ án thiết kế nguyên bản. Tiếp theo là những thông tin về những lần bảo tồn đã tiến hành trước đó, những biến động mọi mặt trong thời gian tồn tại của công trình cho tới thời điểm bảo tồn hiện tại.

Sửa chữa, phục hồi công trình: Bao gồm nhiều hoạt động, từ việc thu dọn nội ngoại thất, phục hồi hoặc xây dựng lại các cấu trúc bị hư hại hoặc bị bỏ hoang. Không phải công việc bảo tồn nào cũng phục hồi công trình theo thiết kế ban đầu. Tuy rằng các kỹ thuật bảo tồn được cải thiện nhiều nhưng nhiều khi hoạt động dọn dẹp và sửa chữa lại là nguyên nhân gây ra những vấn đề về sau mà tại thời điểm bảo tồn người ta không lường tới.

Ở bước này, lịch sử bảo tồn kiến trúc cho chúng ta biết về tiến trình bảo tồn, tổ chức công trường, nhân lực và tay nghề, khai thác và chế tác vật liệu xây dựng, sự tiến triển hay trì trệ của tiến trình bảo tồn và nguyên nhân, sự điều hành của kiến trúc sư trưởng...

Như vậy, lịch sử bảo tồn kiến trúc đã bao hàm cả những thông tin của lịch sử kiến trúc những công trình cụ thể, tiêu biểu cùng với lịch sử vận hành, sử dụng, những biến động trong khoảng thời gian công trình tồn tại cho tới những đánh giá giá trị, điều tra khảo sát, đo đạc, độ ổn định công trình. Phương pháp và kết quả phân tích các dữ liệu thu thập được và đề xuất giải pháp bảo tồn được mô tả trong bối cảnh các cuộc tranh luận kịch tính nảy sinh từ sự khác biệt của các phương pháp áp dụng, các trường phái, quan điểm bảo tồn khác nhau.

Tất cả những phân tích ở trên cho thấy vị trí và tầm quan trọng đặc biệt cũng như khối lượng kiến thức khổng lồ được sắp xếp theo một cấu trúc thông tin chặt chẽ tương tác lẫn nhau của bộ môn lịch sử bảo tồn kiến trúc. Đó cũng là cây hệ thống và xuất phát điểm kiến thức để nghiên cứu chuyên sâu các bộ môn khác liên quan.

3. Nâng cao vị trí và vai trò các môn lịch sử trong đào tạo kiến trúc sư

Thực tiễn cho thấy vị trí và vai trò của các môn lịch sử trong đào tạo kiến trúc sư ở Việt Nam chưa được nhìn nhận đầy đủ, thời lượng đào tạo chưa phù hợp, những bất cập về đội ngũ giảng viên, tài liệu phục vụ giảng dạy, hệ thống thông tin hỗ trợ, cơ sở vật chất... làm cho những môn học này chưa phát huy được hiệu quả, nhất là trong điều kiện chất lượng tuyển sinh đầu vào chưa cao, thời gian đào tạo rút ngắn, số lượng môn học bổ trợ giảm, tinh thần học tập của sinh viên giảm sút do các tác động về kinh tế - xã hội chung... Kết quả là sinh viên chỉ nắm được một cách hời hợt và hình thức kiến thức về lịch sử, chưa hiểu được vai trò của các môn học lịch sử như là một cấu trúc hệ thống cho các kiến thức chuyên ngành sâu, từ đó chất lượng đào tạo thể hiện qua các đồ án còn chưa đáp ứng yêu cầu.

Để nâng cao vị trí và vai trò của các môn lịch sử trong đào tạo kiến trúc sư tại Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội cũng như các cơ sở đào tạo nói chung, cần xem một số giải pháp có tính định hướng sau:

- Nâng cao nhận thức về vị trí và vai trò các môn lịch sử trong đào tạo và nâng cao chất lượng đào tạo kiến trúc sư,

đặc biệt quan trọng là các môn lịch sử kiến trúc và lịch sử bảo tồn kiến trúc;

- Nâng cấp chương trình đào tạo theo hướng cân đối lại, gia tăng thời lượng các môn lịch sử;

- Bồi dưỡng, tuyển dụng đội ngũ giảng viên chuyên ngành, nhất là các giảng viên có thâm niên, có năng lực tốt về ngoại ngữ, có đủ trình độ và tinh thần trách nhiệm nghề nghiệp;

- Xây dựng, cải tiến phương pháp giảng dạy để nâng cao hiệu quả các môn lịch sử như tăng cường khảo sát, tham quan, triển khai thực hiện các chuyên đề theo nhóm, bồi dưỡng phương pháp học tập, nghiên cứu, phương pháp thu thập và xử lý thông tin cho sinh viên...

- Bổ sung nguồn tài liệu học tập phong phú cho các môn lịch sử, nhất là các nguồn tài liệu trực tuyến; Nhà trường tổ chức biên soạn hệ thống tài liệu giảng dạy các môn lịch sử với chất lượng cao;

- Xây dựng các phòng học lịch sử kiến trúc, lịch sử bảo tồn kiến trúc... với các phương tiện nghe nhìn hiện đại, trưng bày các mô hình công trình, có hệ thống tiếp cận thông tin trực tuyến... để gây hứng thú cho môn học. Ngoài ra, có thể tổ chức các cuộc thi tìm hiểu về lịch sử kiến trúc, tổ chức các seminar khoa học...

3. Kết luận

- Các môn lịch sử, đặc biệt là lịch sử kiến trúc và lịch sử bảo tồn kiến trúc có tầm quan trọng đặc biệt trong đào tạo kiến trúc sư do chúng cung cấp một lượng kiến thức khổng lồ về mọi mặt theo một cấu trúc chặt chẽ tương tác các thành phần với nhau.

- Để nâng cao chất lượng đào tạo kiến trúc sư, cần nghiên cứu nâng cao chất lượng giảng dạy các môn học này theo các hướng: Nâng cao nhận thức chung về vị trí và tầm quan trọng các môn lịch sử, nâng cấp chương trình đào tạo, bồi dưỡng đội ngũ giảng viên, xây dựng và cải tiến phương pháp giảng dạy và truyền đạt kiến thức, bổ sung nguồn tài liệu học tập các môn lịch sử cho thư viện của trường, bồi dưỡng phương pháp học tập và nghiên cứu khoa học cho sinh viên./.

Tài liệu tham khảo

1. Đặng Thái Hoàng, Nguyễn Văn Đình, *Giáo trình lịch sử kiến trúc thế giới*, Nhà xuất bản Xây dựng, 2006.
2. Государственный комитет по гражданскому строительству и архитектуре при Госстрое СССР, Научно-исследовательский институт теории, истории и перспективных проблем советской архитектуры - Ленинград *Всеобщая история архитектуры в 12 томах / ; Москва : Издательство литературы по строительству, 1966-1977.*
3. Jukka Jokilehto, *A history of Architectural Conservation*, Butterworth Heinemann, 1999, 2001, 2002.
4. Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, *Chương trình đào tạo kiến trúc sư.*

Workshop “Tái thiết những không gian bị chuyển đổi trong đô thị”

Sáng 03/10/2017 tại tầng 1 nhà H, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội đã diễn ra Workshop với chủ đề “Tái thiết những không gian bị chuyển đổi trong đô thị” nhân dịp kỷ niệm 25 thành lập Khoa Quy hoạch Đô thị và Nông thôn.

Tham dự workshop có TS.KTS. Dương Đức Tuấn - Chủ tịch UBND Quận Hoàn Kiếm; PGS.TS.KTS. Nguyễn Quốc Thông - Tổng biên tập Tạp chí Kiến trúc, Phó Chủ tịch Hội Kiến trúc sư Việt Nam; ông Lê Việt Hà - Chủ nhiệm Ashui.com, Phó Tổng biên tập Tạp chí Quy hoạch Đô thị.

Về phía Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội có TS.KTS. Ngô Thị Kim Dung - Phó Hiệu trưởng Nhà trường; PGS.TS.KTS. Phạm Trọng Thuật - Chủ tịch Hội đồng Trường, Trưởng Phòng Đào tạo cùng đại diện các Khoa, Phòng Ban chức năng trong Trường; các nhà khoa học, các giảng viên và các em sinh viên...

Phát biểu tại Hội thảo, TS.KTS. Dương Đức Tuấn - Chủ tịch UBND Quận Hoàn Kiếm cho biết: “Tái thiết những không gian bị chuyển đổi trong đô thị” được dựa trên bối cảnh không gian xung quanh đường dẫn lên cầu Long Biên tại phố Phùng Hưng. Khu vực này là khu vực trung tâm Thủ đô, hiện đang nhận được sự quan tâm của xã hội...

Theo quy hoạch giao thông Hà Nội mà Thủ tướng Chính phủ đã phê duyệt, tuyến đường sắt đô thị số 1 (đi từ Giáp Bát - Ngọc Hồi đến Gia Lâm - Yên Viên có hướng và vị trí trùng với tuyến đường sắt quốc gia hiện có, đoạn từ phố Trần Phú đến ngã ba Phùng Hưng - Lê Văn Linh có tìm tuyến nằm về phía phố Phùng Hưng) đi thẳng và rẽ vào phố Hàng Đậu đi qua sông Hồng (song song với cầu Long Biên về phía thượng lưu 75m) để đến Ga Gia Lâm. Cùng với cầu Long Biên - Công trình được bảo tồn và sử dụng làm không gian đi bộ phục vụ du lịch, văn hoá nghệ thuật, khu vực các vòm đá đường dẫn lên cầu có chức năng quan trọng, tạo không gian chuyển tiếp linh hoạt tiêu biểu cho cảnh quan khu vực.

Trong thời gian tới, UBND quận Hoàn Kiếm cùng quỹ Giao lưu Quốc tế Hàn Quốc, Chương trình định cư con người của Liên Hợp Quốc (UBHabitat) triển khai việc vẽ tranh bích hoạ trên phạm vi 26 vòm cầu, từ ngã ba Lê Văn Linh đến phố Hàng Cót. Thành phố mong muốn tạo nên một không gian công cộng mới, lý thú cho người dân và du khách, góp phần vào việc phát triển du lịch, dịch vụ, thương mại của thủ đô, để phát huy giá trị của những di sản tương tự như cầu Long Biên.

Theo TS.KTS. Ngô Thị Kim Dung - Phó Hiệu trưởng Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội: Trong công tác quy hoạch, quản lý quy hoạch đô thị hiện nay, vấn đề tái thiết không gian bị chuyển đổi là một nội dung hết sức quan trọng và cần thiết mà Hà Nội là một ví dụ nổi bật. Thủ đô Hà Nội là một đô thị đặc biệt, mang trong mình những giá trị lịch sử, văn hóa đậm nét đang phải đương đầu với những thách thức của nhịp sống hiện đại, của một đô thị phát triển. Nhiều không gian đô thị bị chuyển đổi một cách tự phát, phục vụ nhu cầu trước mắt đã phá vỡ quy hoạch chung, ảnh hưởng đến sự phát triển bền vững...

TS.KTS. Ngô Thị Kim Dung nhận định đây là một đề tài khó nhưng cấp thiết, hấp dẫn và thú vị, phát huy được khả năng chuyên môn của các em sinh viên. Hy vọng kết quả workshop sẽ là những định hướng gợi mở hoặc những giải pháp cụ thể, thiết thực đáp ứng nhu cầu trong việc cải tạo, tái thiết không gian bị chuyển đổi với đô thị Hà Nội.

Tại workshop, PGS.TS. Nguyễn Quốc Thông - Phó Chủ

tịch Hội Kiến trúc sư Việt Nam cũng cho rằng, việc chọn đường Phùng Hưng làm đối tượng nghiên cứu, “tái thiết” có ý nghĩa thiết thực, là cơ hội cho các sinh viên sáng tạo, đề xuất giải pháp tối ưu nhằm dung hòa được hoạt động tái thiết đô thị phù hợp với nhu cầu phát triển nhưng vẫn bảo tồn hữu hiệu ranh giới của hai di sản lớn của Hà Nội - Khu phố cổ Hà Nội và Hoàng Thành Thăng Long.

Ngay trong ngày khai mạc, Ban tổ chức đã nhận được đăng ký của 42 nhóm sinh viên với 130 thành viên ngành đào tạo Kiến trúc, Quy hoạch, Mỹ thuật, Quản lý đô thị tham gia đề án.

Hội thảo chuyên đề Ứng xử Kiến trúc và Phương pháp tiếp cận môi trường trong Quy hoạch đô thị cho các thành phố trên thế giới

Chiều 06/10/2017, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội phối hợp cùng Viện nghiên cứu Tokyo và Viện nghiên cứu Nikken Sekkei tổ chức Hội thảo Chuyên đề với sự tham gia của 2 diễn giả nổi tiếng người Nhật: TS.KTS.Yoshiharu Tsukamoto (nhà sáng lập Atelier Bow wow) và TS.KTS. Shigehisa Matsumura (Nikken Sekkei). Hội thảo thu hút đông đảo các nhà khoa học đầu ngành, giảng viên, sinh viên trong nước và Quốc tế.

Tham dự Hội thảo có PGS.TS.KTS. Lê Quân - Hiệu trưởng Nhà trường; TS.KTS. Lê Chiến Thắng - Viện trưởng Viện Đào tạo và Hợp tác Quốc tế; ThS.KTS.Vương Đạo Hoàng - Giám đốc Công ty Kiến Việt, Cơ quan truyền thông của Hội Kiến trúc sư Việt Nam; Nhà thiết kế Công ty Võ Trọng Nghĩa, A+G...; đại diện Viện Đào tạo và Hợp tác Quốc tế, Phòng Khoa học công nghệ cùng các chuyên gia, giảng viên, sinh viên Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội.

Hội thảo diễn ra với 2 chủ đề chính: “Architecture behaviorology: Creating better accessibility to the local resources” - TS.KTS.Yoshiharu Tsukamoto và “New approaches of Urban Planning for cities in the world” - TS.KTS. Shigehisa Matsumura.

TS.KTS. Yoshiharu Tsukamoto là đồng sáng lập Atelier Bow-Wow và là Giáo sư của Tokyo Institute of Technology (Viện Công nghệ Tokyo). Ông vừa là Giáo sư Đại học, vừa là Kiến trúc sư hành nghề. Ông đã giảng dạy tại nhiều Trường Đại học danh tiếng trên thế giới như Harvard GSD, UCLA, Royal Danish Academy of Fine Arts, Cornell University, Rice University, TU Delft, Columbia University GSAPP, ETH. Các công trình tiêu biểu của ông có thể kể tới BMW Guggenheim Lab. House and Atelier Bow-Wow, Koisuru- Buta laboratory, Canal Swimmer's Club in Bruges, Logement Sociaux Rue Rebiere và nhiều công trình khác.

TS.KTS. Matsumura có hơn 30 năm kinh nghiệm trong thiết kế quy hoạch và quản lý dự án ở cả Nhật Bản và nước ngoài. Ông đã thực hiện nhiều dự án quy hoạch ở các nước như Ấn Độ, Philipin, Malaysia, Thái Lan, Trung Quốc, Hàn Quốc, Đài Loan, Nam Phi... Ở Việt Nam, ông đã thiết kế quy hoạch tổng thể và thiết kế đô thị trung tâm Thành phố Hồ Chí Minh. Ông cũng đề xuất nhiều phương pháp tiếp cận trong quy hoạch, đặc biệt là tại các nước đang phát triển như Việt Nam.

Phát biểu tại Hội thảo, PGS.TS.KTS. Lê Quân - Hiệu trưởng Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội cho rằng vấn đề ứng xử trong Kiến trúc, Quy hoạch đô thị là một vấn đề phức tạp, liên quan nhiều đến các yếu tố xã hội, chính sách, môi trường

cũng như những công cụ, kỹ thuật triển khai. Do đó cần phải tăng cường hợp tác nghiên cứu, trao đổi chuyên môn cụ thể sâu sắc mới có thể giải quyết tốt các vấn đề thực tế.

Theo PGS.TS.KTS. Lê Quân: “Architecture behaviorology - Creating better accessibility to the local resources” (Ứng xử Kiến trúc- Tạo khả năng tiếp cận tốt hơn với các nguồn lực địa phương) và “New approaches of Urban Planning for cities in the world” (Các phương pháp tiếp cận môi trường trong quy hoạch đô thị cho các thành phố trên thế giới) là cơ hội quý báu để các nhà khoa học, các giảng viên, sinh viên Trường có cơ hội bồi dưỡng về chuyên môn nghiệp vụ, chia sẻ những ý tưởng mới trong Kiến trúc và Quy hoạch được tiếp thu được từ các Nhà khoa học nổi tiếng trên Thế giới.

Sau khai mạc là tham luận của hai diễn giả TS.KTS. Yoshiharu Tsukamoto và TS.KTS. Shigehisa Matsumura.

Lễ tổng kết năm học 2016 - 2017 và Khai giảng năm học 2017 - 2018

Trong không khí tung bừng, phấn khởi của ngành Giáo dục - Đào tạo trên cả nước bước vào năm học mới; sáng 14/09/2017, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội long trọng tổ chức Lễ Tổng kết năm học 2016 - 2017 và Khai giảng năm học 2017 - 2018. Đây là năm học thứ 3 thực hiện Nghị quyết Đại hội Đảng bộ Trường lần thứ XVII và đánh dấu 55 năm truyền thống đào tạo của Nhà trường. Đến dự và chung vui với thầy và trò Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội có TS.KTS. Nguyễn Đình Toàn - Ủy viên Ban Cán sự Đảng, Thứ trưởng Bộ Xây dựng.

Cùng tham dự buổi Lễ còn có ông Nguyễn Hồng Quân - Nguyên Bộ Trưởng Bộ Xây dựng; Ông Trần Ngọc Chính - Nguyên Thứ trưởng Bộ Xây dựng; đại diện lãnh đạo các Bộ, Ban, Ngành, Cơ quan Trung ương và Hà Nội; đại diện các Cục, Vụ, Viện, Văn phòng Bộ; các Hội chuyên ngành, các Tập đoàn, Tổng công ty, các cơ sở đào tạo, các cơ quan doanh nghiệp trực thuộc Bộ Xây dựng, các cơ sở đào tạo trong nước và Quốc tế; đại diện các nhà tài trợ; các cơ quan thông tin truyền thông trực thuộc Bộ Xây dựng, các cơ quan thông tấn báo chí Trung ương và 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; PGS.TS. Lê Anh Dũng - Phó Hiệu trưởng; các đồng chí trong Đảng ủy, Ban Giám hiệu; đại diện lãnh đạo các đơn vị trong Trường cùng các sinh viên, học viên cao học, Nghiên cứu sinh tiêu biểu đại diện cho hàng nghìn sinh viên và học viên đang học tập, nghiên cứu tại Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội.

Trong bài phát biểu Tổng kết năm học 2016 - 2017 và Khai giảng năm học mới 2017 - 2018; PGS.TS.KTS. Lê Quân - Bí thư Đảng ủy, Hiệu trưởng Nhà trường đã khái quát những thành tựu mà Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội đạt được trong năm học qua, cụ thể: “Năm học qua, với sự cố gắng, nỗ lực của đội ngũ các cán bộ viên chức, giảng viên, người lao động cùng toàn thể học viên, sinh viên và nghiên cứu sinh; Nhà trường triển khai thực hiện Nghị quyết Đại hội Đảng lần thứ XII, Chỉ thị 05 của Bộ Chính trị, Nghị quyết TW4 khóa XII, Nghị quyết 01/NQ-ĐUK, tăng cường phối hợp giữa Đảng ủy và Ban Giám hiệu trong việc lãnh đạo, chỉ đạo thực hiện nhiệm vụ của Bộ Xây dựng, Bộ Giáo dục Đào tạo và đã đạt được nhiều thành tích trên mọi lĩnh vực hoạt động, thực hiện thành công kế hoạch đào tạo 2016-2017 nằm trong Chiến lược phát triển Nhà trường đến năm 2025...”

Công tác đào tạo của Nhà trường có rất nhiều cố gắng để

đổi mới và phát triển. Đặc biệt trong hai năm 2015-2016, Nhà trường mở thêm được 4 mã ngành đào tạo ở bậc Đại học, đáp ứng yêu cầu phát triển của ngành Xây dựng, phù hợp với thực tiễn xã hội. Các chương trình đào tạo Quốc tế phát triển và từng bước khẳng định được chất lượng, vị thế như Chương trình đào tạo Kiến trúc sư tiên tiến sử dụng tiếng Anh và Chương trình đào tạo Kiến trúc cảnh quan sử dụng tiếng Pháp đang tiến tới được công nhận và cấp bằng của các Trường Đại học đối tác...”

Báo cáo tổng kết cũng đã chỉ ra 6 nhiệm vụ trọng tâm trong năm học 2017-2018; tiếp tục triển khai các chương trình, đề án công tác của Nhà trường theo các nhiệm vụ phát triển giai đoạn 2016 - 2020; đồng thời thực hiện các nhiệm vụ phục vụ cho việc đổi mới, mở rộng hợp tác trong nước và Quốc tế nhằm xã hội hóa nội dung, huy động các nguồn lực phục vụ cho mục tiêu phát triển.

Thừa ủy quyền của Bộ trưởng; Thứ trưởng Bộ Xây dựng Nguyễn Đình Toàn đã trao Cờ thi đua của Bộ Xây dựng cho Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội; trao Bằng khen của Bộ trưởng Bộ Xây dựng cho các tập thể và cá nhân có thành tích xuất sắc, hoàn thành kế hoạch, nhiệm vụ công tác năm học 2016 - 2017; trao Quyết định về việc tặng thưởng Chiến sĩ thi đua ngành Xây dựng cho các cá nhân có thành tích xuất sắc tiêu biểu.

Thay mặt Ban Cán sự Đảng, lãnh đạo Bộ Xây dựng; Thứ trưởng Nguyễn Đình Toàn gửi lời chúc mừng tới tập thể lãnh đạo Nhà trường, các cán bộ, các thầy giáo, cô giáo, sinh viên và học viên Nhà trường nhân dịp năm học mới 2017 - 2018.

Lãnh đạo Bộ Xây dựng nhận thấy Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội đã tiếp tục đổi mới và phát triển tốt theo hướng chuẩn hóa, hiện đại hóa và hội nhập Quốc tế, trở thành một trung tâm đào tạo, nghiên cứu khoa học và chuyển giao công nghệ. Những nỗ lực và thành công bước đầu của Đại học Kiến trúc Hà Nội đã tạo ra khí thế mới, sắc thái mới của giáo dục đại học Việt Nam trên con đường đổi mới căn bản, toàn diện theo chủ trương của Đảng và Nhà nước.

Thứ trưởng chỉ rõ công tác đào tạo, bồi dưỡng đội ngũ cán bộ, và nguồn nhân lực đang được Đảng, Nhà nước và Bộ Xây dựng đặc biệt quan tâm; là một phần rất quan trọng trong tiến trình thực hiện chiến lược cán bộ trong thời kỳ đổi mới của Đảng. Nhà trường cần tiếp tục phát huy tinh thần đoàn kết để tạo sự đồng thuận nhất trí cao để hoàn thành xuất sắc nhiệm vụ năm học mới. Bên cạnh đó, cần tập hợp đội ngũ giảng viên giàu kinh nghiệm, được đào tạo, bồi dưỡng chuyên môn và đạo đức nghề nghiệp nhằm mục đích tiếp tục mở rộng hợp tác song phương, đa phương với các Tổ chức Quốc tế trong lĩnh vực đào tạo và nghiên cứu.

Tại buổi Lễ, Nhà trường đã trao bằng cho 10 tân Tiến sĩ bảo vệ thành công luận án trong năm học 2016 - 2017; Trao phần thưởng cho các sinh viên có thành tích xuất sắc năm học 2016-2017, sinh viên tốt nghiệp thủ khoa năm học 2016-2017; sinh viên đạt thủ khoa đầu vào năm học 2017-2018. Đại diện các nhà tài trợ: Tổng Công ty Tư vấn Xây dựng Việt Nam, Ngân hàng Đầu tư và Phát triển Việt Nam BIDV Chi nhánh Hà Tây, Công ty LIXIL INAX Việt Nam, Công ty CP Dịch vụ Tư vấn Thiết Kế IBSTAC và Tạp chí Kiến trúc đã trao học bổng và phần thưởng cho các sinh viên xuất sắc...

Đại diện cho các Tân sinh viên, sinh viên Vi Hải Bằng - Lớp 17MT2 bày tỏ niềm vinh dự, tự hào khi được là sinh viên của Đại học Kiến trúc Hà Nội và tin tưởng sẽ tiếp nối truyền thống các thế hệ sinh viên của Trường, tích cực học tập, nghiên cứu khoa học, trau dồi kỹ năng cũng như phẩm

chất đạo đức trong sáng để mai này góp phần dựng xây đất nước.

Nhìn lại chặng đường đã qua, tập thể cán bộ, giảng viên và sinh viên toàn Trường vô cùng vinh dự và tự hào được làm việc, giảng dạy và học tập tại Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội - Một ngôi trường có bề dày truyền thống 55 năm đào tạo và là ngôi trường đào tạo ra nhiều thế hệ Kiến trúc sư, Kỹ sư, Cử nhân tài năng cho đất nước. Con đường phía trước còn nhiều chông gai, vất vả nhưng toàn thể cán bộ, giảng viên, sinh viên và học viên Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội sẽ cố gắng phấn đấu để đạt được những kết quả học tập cao nhất, làm rạng danh cho bản thân, gia đình và Nhà trường, góp phần vào sự hưng thịnh và phát triển của đất nước trong tương lai.

Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội trao bằng tốt nghiệp cho 411 tân Thạc sĩ

Chiều 12/08/2017, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội đã long trọng tổ chức Lễ Trao bằng Thạc sĩ (khóa 2015 - 2017) cho 411 học viên thuộc 05 chuyên ngành: Kiến trúc công trình, Quy hoạch vùng đô thị, Quản lý đô thị và công trình, Kỹ thuật xây dựng công trình dân dụng và công nghiệp và Kỹ thuật cơ sở hạ tầng.

Tới dự buổi Lễ, về phía Đảng ủy, Ban giám hiệu Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội có PGS.TS.KTS. Lê Quân - Bí thư Đảng ủy, Hiệu trưởng Nhà trường; các Phó Hiệu trưởng Nhà trường: PGS.TS. Lê Anh Dũng, TS.KTS. Ngô Thị Kim Dung. Dự buổi lễ còn có các thầy giáo, cô giáo trong Đảng ủy, Ban giám hiệu Nhà trường; sự hiện diện của các nhà khoa học; sự có mặt của các thầy giáo, cô giáo đại diện cho các khoa, phòng ban chức năng trong Trường và đặc biệt sự có mặt

của các tân Thạc sĩ cùng gia đình, bạn bè và đồng nghiệp.

Theo Báo cáo: khóa đào tạo Thạc sĩ 2015 - 2017 được tuyển sinh tại Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội vào tháng 3/2015 và hoàn thành bảo vệ luận văn vào tháng 4/2017. Về kết quả đào tạo chung, số công nhận học viên cao học là 471 học viên. Số được bảo vệ luận văn và cấp bằng Thạc sĩ là 411 học viên.

Tại buổi lễ, PGS.TS. Nguyễn Tuấn Anh - Trường Khoa Sau đại học đã lên công bố Quyết định Tốt nghiệp và cấp Bằng Thạc sĩ; Quyết định khen thưởng cho các học viên có thành tích trong học tập và công tác tập thể.

Thay mặt Đảng ủy, Ban giám hiệu Nhà trường, PGS.TS. KTS. Lê Quân - Bí thư Đảng ủy, Hiệu trưởng Nhà trường đã phát biểu và chúc mừng các tân Thạc sĩ. Hiệu trưởng Lê Quân cho biết: "Trong năm qua, được sự quan tâm của lãnh đạo Bộ Xây dựng, Bộ Giáo dục và Đào tạo, công tác đào tạo sau đại học của Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội đã không ngừng đổi mới, nâng cao chất lượng đào tạo và tiến tới hội nhập Quốc tế. Công tác đào tạo luôn đáp ứng yêu cầu phát triển theo yêu cầu xã hội..."

Nhân dịp này, PGS.TS. KTS. Lê Quân cũng gửi lời cảm ơn tới sự quan tâm của lãnh đạo Bộ Xây dựng, Bộ Giáo dục và Đào tạo đã tạo nhiều điều kiện thuận lợi cho Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội trong việc đào tạo cán bộ có trình độ, phục vụ tốt cho sự nghiệp Công nghiệp hóa, Hiện đại hóa đất nước. Hiệu trưởng Lê Quân cũng cảm ơn sự hợp tác của các nhà khoa học, các thầy cô giáo, sự cố gắng nỗ lực của các tập thể giảng viên, cán bộ, viên chức và các học viên; sự quan tâm, tạo điều kiện giúp đỡ và tài trợ của các cơ quan, các Tập đoàn, các Hội nghề nghiệp... vì sự nghiệp phát triển chung của Nhà trường.

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, 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.
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./.