

HỘI KẾT CẤU VÀ CÔNG NGHỆ XÂY DỰNG VIỆT NAM
VIETNAM ASSOCIATION OF STRUCTURAL ENGINEERING AND CONSTRUCTION TECHNOLOGY

TẠP CHÍ

ISSN 1859.3194

KẾT CẤU & CÔNG NGHỆ XÂY DỰNG

JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING AND CONSTRUCTION TECHNOLOGY

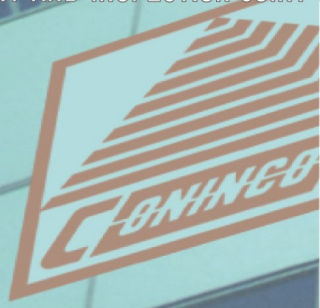


18

III - 2015



CÔNG TY CỔ PHẦN TƯ VẤN CÔNG NGHỆ, THIẾT BỊ VÀ KIỂM ĐỊNH XÂY DỰNG
CONSULTANT AND INSPECTION JOINT STOCK COMPANY OF CONSTRUCTION TECHNOLOGY AND EQUIPMENT - CONINCO



CONINCO

**CHẮC CHẮN CHO TƯƠNG LAI
ASSURANCE FOR THE FUTURE**

Trụ sở chính

Số 4, Phố Tôn Thất Tùng,
Quận Đống Đa, Hà Nội, Việt Nam

ĐT :(+84-4) 38523706

Fax: (+84-4) 35741231

Email: conincohn@coninco.com.vn

www.coninco.com.vn

KẾT CẤU & CÔNG NGHỆ XÂY DỰNG

TỔNG BIÊN TẬP

GS.TSKH. Nguyễn Văn Liên

PHÓ TỔNG BIÊN TẬP

GS.TS. Nguyễn Văn Phó

HỘI ĐỒNG KHOA HỌC

Chủ tịch: **GS.TS. ĐỖ QUỐC SAM**

Phó Chủ tịch: GS.TSKH. Nguyễn Văn Liên

Thư ký: ThS. Nguyễn Văn Công

Các ủy viên

PGS.TS. Trần Chung; GS.TS. Hà Huy Cương; PGS.TS. Nguyễn Quốc Dũng;
PGS.TS. Nguyễn Quang Đạo; TS. Đỗ Đình Đức; PGS.TS. Phạm Văn Giáp;
TS. Nguyễn Trung Hòa; GS.TS. Phạm Khắc Hùng; PGS.TS. Đỗ Văn Hứa;
GS.TS. Nguyễn Mạnh Kiểm; GS.TS. Đoàn Định Kiến; PGS. Lê Kiều; TS. Phạm Sỹ Liêm;
PGS.TS. Vương Ngọc Lưu; GS.TS. Phan Quang Minh; PGS.TS. Đặng Gia Nài;
PGS.TS. Nguyễn Lê Ninh; GS.TS. Nguyễn Văn Phó; GS.TS. Ngô Thế Phong;
PGS.TS. Doãn Minh Tâm; TS. Lê Văn Thành; PGS.TS. Phan Vị Thủy; GS.TSKH. Nguyễn Trâm;
GS.TS. Nguyễn Việt Trung; PGS.TS. Trần Mạnh Tuấn; PGS.TS. Nguyễn Quang Viên.

BAN BIÊN TẬP

Trưởng ban: PGS.TS. Trần Chung

Các thành viên:

PGS.TS. Nguyễn Việt Anh; TS. Khổng Doãn Cường; PGS.TS. Nguyễn Quang Đạo;
PGS.TS. Đỗ Văn Hứa; TS. Hà Minh; GS.TS. Phan Quang Minh;
PGS.TS. Nguyễn Quang Viên.

BAN TRỊ SỰ

Trưởng ban: TS. Hà Minh

Các thành viên:

ThS. Lê Nguyên Giáp; Cử nhân kinh tế: Nguyễn Thị Thúy;
Cử nhân khoa học: Phạm Thị Hoa; Cử nhân Văn học: Trần Kim Hằng

TÒA SOẠN

ĐC: P.507, số nhà 4 Tôn Thất Tùng, Đống Đa, Hà Nội.

ĐT: (04) 35.743.487 *Fax: (04)35.741.708

Email: hoiketcau@yahoo.com.vn

Website: www.ketcauxaydung.org.vn

Xuất bản theo giấy phép số 916/GP-BTTTT

do Bộ Thông tin và Truyền thông cấp ngày 02-7-2009.

In tại Xưởng in Tổng cục Kỹ thuật. In xong nộp lưu chiểu tháng 10-2015

S & STRUCTURAL ENGINEERING CONSTRUCTION TECHNOLOGY

EDITOR IN CHIEF

Prof.DSc. Nguyen Van Lien

DEPUTY EDITOR IN CHIEF

Pro. Dr. Nguyen Van Pho

SCIENCE COUNCIL

Chairman: Pro. Dr. DO QUOC SAM

Deputy Chairman: Prof. DSc. Nguyen Van Lien

Secretary: MSc. Nguyen Van Cong

Members

Ass.Prof. Dr. Tran Chung; Prof.DSc. Ha Huy Cuong; Ass.Prof. Dr. Nguyen Quoc Dung;
Ass.Prof. Dr. Nguyen Quang Dao; Dr. Do Dinh Duc; Ass.Prof. Dr. Pham Van Giap;
Dr. Nguyen Trung Hoa; Prof. Dr. Pham Khac Hung; Ass.Prof. Dr. Do Van Hua;
Prof. Dr. Nguyen Manh Kiem; Prof. Dr. Doan Dinh Kien; Ass.Prof. Dr. Le Kieu; Dr. Pham Sy Liem;
Ass.Prof. Dr. Vuong Ngoc Luu; Prof. Dr. Phan Quang Minh; Ass.Prof. Dr. Dang Gia Nai;
Ass.Prof. Dr. Nguyen Le Ninh; Prof. Dr. Nguyen Van Pho; Prof. Dr. Ngo The Phong;
Ass.Prof. Dr. Doan Minh Tam; Dr. Le Van Thanh; Ass.Prof. Dr. Phan Vi Thuy;
Prof.DSc. Nguyen Tram; Prof. Dr. Nguyen Viet Trung;
Ass.Prof. Dr. Tran Manh Tuan; Ass.Prof. Dr. Nguyen Quang Vien.

EDITORIAL BOARD

Head of Editorial board: Ass.Prof. Dr. Tran Chung

Members:

Ass.Prof. Dr. Nguyen Viet Anh; Dr. Khong Doan Cuong; Ass.Prof. Dr. Nguyen Quang Dao;
Ass.Prof. Dr. Do Van Hua; Dr. Ha Minh; Prof. Dr. Phan Quang Minh;
Ass.Prof. Dr. Nguyen Quang Vien.

MANAGEMENT BOARD

Head of management board: Dr. Ha Minh

Members:

MSc. Le Nguyen Giap; BEc Nguyen Thi Thuy; BSc. Pham Thi Hoa; Blitt. Tran Kim Hang

EDITORIAL OFFICE

Add: Room 507, NO 04 Ton That Tung. Dong Da Dist, Hanoi.

Tel: (04) 35.743.487 *Fax: (04)35.741.708

Email: hoiketcau@yahoo.com.vn

Website: www.ketcauxaydung.org.vn

License 916/GP-BTTTT granted by the Ministry of Information and Communications
on July 2nd 2009

Printed at General Technical printshop

Printed and submitted for publication in October - 2015

MỤC LỤC

KẾT CẤU VÀ CÔNG NGHỆ MỚI

Nghiên cứu tính toán gia cường cột thép tiết diện đặc 05

Nguyễn Hồng Sơn - Đại học Kiến trúc Hà Nội

Nguyễn Lệ Thủy - Đại học Kiến trúc Hà Nội

Thí nghiệm xác định vai trò gia cường đất nền bằng giải pháp nền tiếp xúc (top-base) trên mô hình tỉ lệ hình học 15

Nguyễn Ngọc Phúc - Khoa Xây dựng, Trường Cao đẳng Xây dựng Số 2

Nguyễn Khánh Hùng - Khoa Kỹ thuật Công trình, Trường Đại học Lạc Hồng

Nút vật lý trong quá trình thi công kết cấu btct - một số nguyên nhân và kinh nghiệm xử lý 23

Nguyễn Văn Hiệp - Trường Đại học Giao thông vận tải

Một số kết quả nghiên cứu các chỉ tiêu cơ lý ban đầu của bê tông đầm lăn (RCC) 32

Vũ Thanh Te - Trường Đại học Thủy Lợi

Nguyễn Quốc Toàn - Kiểm toán nhà nước khu vực 4

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

Nghiên cứu tìm tham số tối ưu giảm dao động xoắn cho trục máy theo phương pháp cân bằng cực 35

Khổng Doãn Điền, Nguyễn Duy Chinh, Vũ Xuân Trường, Hồ Ngọc Cường - Trường Đại học Sư phạm kỹ thuật Hưng Yên

Phân tích tường trong đất chịu tải trọng ngang theo phương pháp dầm trên nền đàn hồi 44

Nghiêm Mạnh Hiến - Khoa Xây dựng - Đại học Kiến trúc Hà Nội

Mô hình tính toán 2D ổn định hố đào sâu bằng tường cọc nhồi liên kết cho các công trình xây chen 50

Nguyễn Ngọc Thanh, Nguyễn Thanh Tuấn - Bộ môn Địa Kỹ thuật - Khoa Xây dựng - Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Tính toán giá trị lực căng ban đầu trong cầu dây văng thi công bằng phương pháp căng chính một lần sử dụng phần mềm Midas Civil 59

Nguyễn Quốc Bảo - Khoa Xây dựng Cầu đường, Trường Đại học Xây dựng

Ảnh hưởng của cường độ chịu nén của bê tông đến lực bám dính giữa cốt thép và bê tông 66

Nguyễn Trung Hiếu - Trường Đại học Xây dựng

Đánh giá giá trị cường độ và mô đun đàn hồi bê tông theo thời gian giữa mô hình lý thuyết và thực nghiệm 72

Trần Ngọc Long, Phan Văn Tiến, Nguyễn Văn Hòa, Trần Hoàng

Nhận dạng trực tiếp ma trận cản nội ma sát từ số liệu đo hàm phản ứng tần số của kết cấu 84

Vũ Đình Hương - Học viện kỹ thuật quân sự

CONTENTS

STRUCTURES AND NEW TECHNOLOGY

- Study on strengthening of steel columns** 05
Nguyen Hong Son, Nguyen Le Thuy - Hanoi Architecture University
- Testing effect of using top-base for enhancement shallow foundation in the small size model** 15
Nguyen Ngoc Phuc - Faculty of Building, College of Building Number 2
Nguyen Khanh Hung - Faculty of Engineering Works, Lac Hong University
- Physical broken during construction structure reinforced concrete - some causes and treatment experience** 23
Nguyen Van Hiep - University of Transport
- Some findings engine management targets of initial roller compacted concrete (RCC)** 32
Vu Thanh Te - Irrigation University
Nguyen Quoc Toan - State Audit area 4

RESEARCH AND APPLICATION

- Research finding optimal parameters for reduction torsion oscillator shaft balancing machine method by pole** 35
Khong Doan Dien, Nguyen Duy Chinh, Vu Xuan Truong, Ho Ngoc Cuong - Hung Yen Technical Pedagogical University
- Analysis of diaphragm wall under lateral load by beam on elastic foundation method** 44
Nghiem Manh Hien - Hanoi Architecture University
- 2d numerical modeling contiguous bored piles for stability of deep excavation in adjacent construction** 50
Nguyen Ngoc Thanh, Nguyen Thanh Tuan - Hanoi Architecture University
- Calculation of initial cable forces in stayed-cable bridge by one time tension adjustment using midas civil** 59
Nguyen Quoc Bao - Building University
- Effect of concrete compressive strength on steel - concrete bond** 66
Nguyen Trung Hieu - Building University
- Intensity value review and concrete modulus time model between theory and experiments** 72
Tran Ngoc Long, Phan Van Tien, Nguyen Van Hoa, Tran Hoang
- Directly identification of internal friction damping matrix from measured frequency response functions of structures** 84
Vu Dinh Huong - Military Technical Institute

NGHIÊN CỨU TÍNH TOÁN GIA CƯỜNG CỘT THÉP TIẾT DIỆN ĐẶC

STUDY ON STRENGTHENING OF STEEL COLUMNS

PGS.TS. Nguyễn Hồng Sơn

Đại học Kiến trúc Hà Nội

ThS. Nguyễn Lê Thủy

Đại học Kiến trúc Hà Nội

Tóm tắt: Bài báo này giới thiệu về gia cường kết cấu cột thép tiết diện đặc bằng tăng tiết diện, theo đó trình bày về giải pháp, yêu cầu cấu tạo và phương pháp tính toán thiết kế gia cường kết cấu cột thép trong công trình xây dựng. Thực hiện ví dụ số nhằm làm sáng tỏ cách tính toán gia cường kết cấu cột thép tiết diện đặc bằng giải pháp tăng tiết diện.

Abstract: This paper introduces the solution of steel columns strengthened by increased cross-section, which the requirements and methods of design calculations strengthened structural steel column in buildings. Examples to illustrate the calculation of steel columns strengthened by increased cross-sectional area.

Từ khóa: Cấu tạo, tính toán, gia cường cột thép, tăng tiết diện

1. Đặt vấn đề

Cột thép được sử dụng rộng rãi trong các công trình xây dựng dân dụng và công nghiệp, việc gia cường chúng nhằm nâng cao khả năng chịu lực và đáp ứng về độ bền, độ ổn định là cần thiết. Theo đó, việc gia cường cột khi tiết diện chịu nội lực gia tăng bởi các nguyên nhân khách quan hoặc do bản thân tiết diện xuất hiện hư hỏng cục bộ. Theo các nghiên cứu, tỷ lệ hư hỏng tiết diện cột trong khung nhà xưởng cơ khí nặng, hoặc luyện kim chiếm trên 40%, các xưởng cơ khí lắp ráp chiếm đến 30%. Các hư hỏng phổ biến ở cột thép là cong vênh cục bộ của bản cánh và thanh bụng cột rỗng hoặc có vết lẹm ở nhánh cột và lỗ khoét ở thanh bụng [3].

Cũng thấy rằng, tiết diện cột thép có hình thức rất đa dạng, nhưng hiện nay phổ biến vẫn là cột tiết diện đặc, và thường gặp trong các công trình xây dựng.

Bên cạnh đó, các nghiên cứu về gia cường tiết diện cột thép không nhiều, tài liệu về chỉ dẫn thiết kế chúng cũng chưa có ở Việt Nam. Chính vì vậy, việc nghiên cứu về gia cường cột thép tiết diện đặc có ý nghĩa trong thực tiễn.

2. Giải pháp gia cường cột thép tiết diện đặc bằng cách tăng tiết diện

2.1. Đối với tiết diện đối xứng

Sau khi gia cường tiết diện vẫn đối xứng hoặc không đối xứng, tùy thuộc vào mô men lệch tâm tăng nhiều hoặc ít. Với tiết diện đối xứng, sau khi gia cường thì tiết diện vẫn đối xứng, như kiểu (b), (c), (f) và (h) hoặc không đối xứng, như kiểu (a). Sử dụng cách gia cường không đối xứng, như kiểu (a), khi mômen lệch tâm tăng và cần đưa vị trí trọng tâm tiết diện dịch chuyển về hướng tác dụng của mômen uốn. Kiểu (b), (c), (f), (h) thường áp dụng cho cột chịu nén đúng tâm, hoặc cột có độ lệch tâm nhỏ hoặc dưới tác

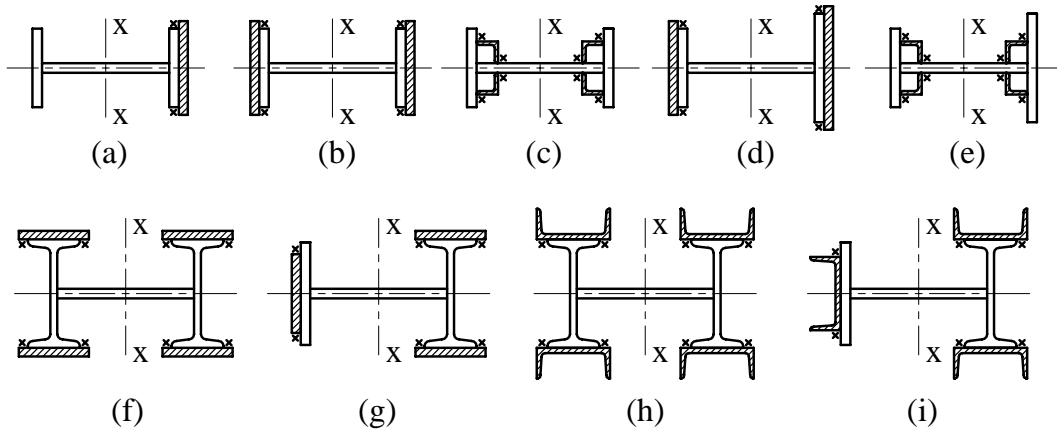
dụng của mômen đối chiều với giá trị xấp xỉ nhau. Cột được gia cường không đối xứng thường là các cột biên và gia cường đối xứng thường là các cột giữa trong các nhà và công trình.

2.2. Đối với tiết diện không đối xứng

Với tiết diện không đối xứng, sau khi gia cường chúng thì tiết diện của thường không đối xứng. Với tiết diện cột được cấu tạo như kiểu (d), (e) hoặc (g), (i) thì sau khi gia cường

tiết diện vẫn không đối xứng. Kiểu (d) sử dụng thép tấm nhằm làm tăng độ ổn định theo phương y, với kiểu (g), (i) thì tiết diện được gia cường bằng thép hình nên làm tăng độ ổn định cả hai phương x và y.

Việc gia cường tiết diện cột sao cho chúng tăng cả diện tích lẫn độ cứng của cột. Đồng thời, cần thiết bố trí thanh gia cường sao cho trọng tâm dịch về phía tác dụng của mô men uốn và cần thuận lợi về thi công.



Hình 1. Gia cường cột thép tiết diện đặc bằng giải pháp tăng tiết diện

3. Tính toán gia cường cột thép tiết diện đặc bằng tăng tiết diện

3.1. Cột chịu nén đúng tâm

Các trường hợp thường gặp:

- Cột chịu nén đúng tâm, tiết diện đối xứng sau khi gia cường đối xứng theo hai phương, hoặc
- Cột chịu nén đúng tâm, tiết diện sau khi gia cường có vị trí trục trọng tâm thay đổi không đáng kể.

(1) Kiểm tra tiết diện cột sau khi gia cường theo điều kiện bền [5]:

a) Tính theo tiêu chí biên chảy dẻo:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} = \frac{N}{A_{o,n} + A_{s,n}} \leq f_o \gamma_c \gamma_N \quad (1)$$

trong đó:

N – lực kéo hoặc nén tác dụng lên cấu kiện gia cường, kN;

A_n – diện tích tiết diện thực của cột sau khi gia cường, cm², gồm diện tích tiết diện thực của cột cơ sở (A_{o,n}) và diện tích tiết diện thực của cấu kiện tăng cường (A_{s,n}),

$$A_n = A_{o,n} + A_{s,n} \quad (2)$$

f_o – cường độ tính toán của vật liệu thép, của thép cột được gia cường, kN/cm²;

γ_c – hệ số điều kiện làm việc của cấu kiện chịu nén, lấy theo Tiêu chuẩn TCVN 5575:2012.

γ_N – hệ số kể đến việc gia cường, xác định như sau:

- khi gia cường phần tử chịu kéo, nén không hàn, γ_N = 0,95,

- khi gia cường phần tử chịu kéo, nén bằng hàn, $\gamma_N = 0,95 - 0,25\beta_o$, với $\beta_o = \sigma_d/f$;

σ_d - ứng suất lớn nhất trong tiết diện tại thời điểm gia cường;

f - cường độ tính toán của vật liệu thép, kN/cm², lấy giá trị nhỏ hơn trong các giá trị cường độ tính toán của vật liệu cột cơ sở (f_o) và của thanh tăng cường (f_s);

b) Tính theo tiêu chí phát triển biến dạng dẻo [5]:

$$N \leq [N] \gamma_c \quad (3)$$

trong đó:

[N] - lực dọc, được xác định theo công thức sau:

$$[N] = (A_{o,n} + \alpha A_{s,n}) f_o \gamma_N \quad (4)$$

γ_N - hệ số kể đến ứng suất ban đầu, xác định như sau:

- khi gia cường không hàn, $\gamma_N = 0,95$;

- khi gia cường bằng hàn, $\gamma_N = 0,95 - 0,1(\alpha + \beta_o - 1)$;

α - tỷ số cường độ tính toán của vật liệu thép làm cột cơ sở và thanh tăng cường, $\alpha = f_o/f_s$.

(2) Kiểm tra tiết diện cột sau khi gia cường theo điều kiện ổn định [5]:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = \frac{N}{\varphi(A_o + A_s)} \leq f \sqrt{k} \gamma_c \quad (5)$$

trong đó:

φ - hệ số uốn dọc (của tiết diện gia cường), tra bảng theo độ mảnh λ , với $\lambda =$

$$L/i_{\min}, i_{\min} = \sqrt{I/A};$$

A - diện tích tiết diện nguyên của cột sau khi gia cường, cm², trường hợp không có giảm yếu, $A = A_o + A_s$;

I - mô men quán tính của tiết diện cột sau khi gia cường, cm⁴, gồm mô men quán tính tiết diện của cột cơ sở (I_o) và mô men quán tính tiết diện của thanh tăng cường (I_s);

k - hệ số, xác định theo công thức:

$$k = \left[\alpha \left(1 - \frac{A_o}{A} \right) + \frac{A_o}{A} \right] \left[\alpha \left(1 - \frac{I_o}{I} \right) + \frac{I_o}{I} \right] \quad (6)$$

3.2. Cột chịu nén lệch tâm, nén uốn

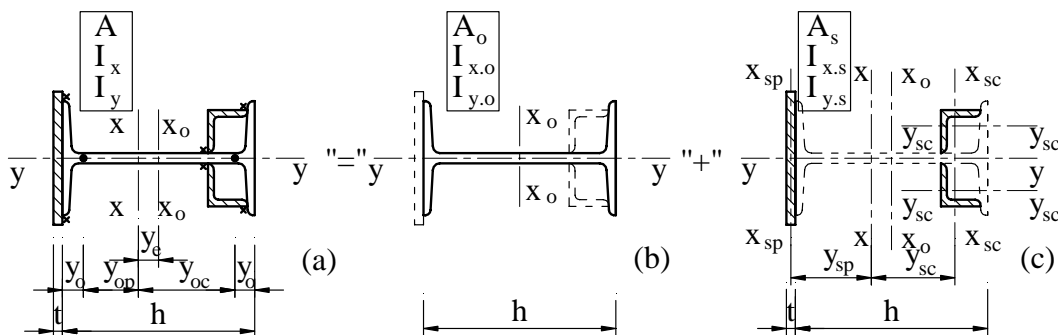
Các trường hợp thường gặp:

(a) Cột chịu nén đúng tâm, nhưng tiết diện được gia cường không đối xứng theo một hoặc hai phương, hoặc

(b) Cột có độ lệch tâm ban đầu, có nghĩa trục của tiết diện cột trước và sau khi gia cường bị thay đổi, hoặc

(c) Tiết diện cột cơ sở chịu nén uốn hoặc nén lệch tâm.

Tiết diện cột chịu nén lệch tâm hoặc nén uốn sau khi gia cường, tiết diện cột cơ sở và thanh tăng cường như ở Hình 2.



Hình 2. Tiết diện gia cường cột đặc chịu nén lệch tâm

(a - tiết diện cột sau khi gia cường; b - tiết diện cột cơ sở; c - tiết diện thanh tăng cường)

a) *Tính theo tiêu chí biên chảy dẻo:*

Do vị trí trục cột trước và sau khi gia cường thay đổi, có nghĩa trong cột xuất hiện thêm mô men uốn phụ. Như vậy, tiết diện cột sẽ tồn tại các thành phần nội lực, gồm lực dọc và mô men uốn ban đầu và mô men uốn phụ.

(1) Kiểm tra tiết diện cột sau khi gia cường, theo điều kiện bền [5]:

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{I_{x,n}} y \pm \frac{M_y}{I_{y,n}} x \leq f_{\gamma_c} \gamma_M \quad (7)$$

trong đó:

N – lực kéo hoặc nén tác dụng lên cột gia cường, kN;

M_x, M_y – mô men uốn trong cột sau khi gia cường theo phương x và y, kNm;

A_n – diện tích tiết diện thực của cột sau khi gia cường, cm², gồm diện tích tiết diện thực của cột cơ sở (A_{o,n}) và diện tích tiết diện thực của thanh tăng cường (A_{s,n}),

$$A_n = A_{o,n} + A_{s,n} \quad (8)$$

x, y – tương ứng là khoảng cách từ trọng tâm tiết diện gia cường đến điểm của tiết diện có ứng suất lớn nhất;

γ_M – hệ số kể đến ứng suất ban đầu, xác định như sau:

- khi $N/(A_n f_o) \geq 0,6$, thì lấy giá trị $\gamma_M = \gamma_N$;

γ_N – hệ số kể đến ứng suất ban đầu, xác định như sau:

+ khi gia cường không hàn, $\gamma_N = 0,95$;

+ khi gia cường bằng hàn, $\gamma_N = 0,95 - 0,25\beta_o$, với $\beta_o = \sigma_d/f$;

- các trường hợp còn lại, $\gamma_M = 1,0$;

I_{x,n}, I_{y,n} - mô men quán tính của tiết diện thực sau khi gia cường đối với trục trung hòa.

Các thanh tăng cường trong cột chịu nén lệch tâm, nén uốn không nhất thiết phải kéo dài tới các đầu mút của đoạn cột, nếu như tại tiết diện gần các nút liên kết hai đầu cột đảm bảo điều kiện sau [5]:

$$\frac{N_o}{A_o} \pm \frac{M_o}{W_o} \leq f_o \gamma_c \quad (9)$$

trong đó:

N_o, M_o – lực dọc và mô men uốn tính toán trong mặt phẳng chịu uốn của cột tại thời điểm gia cường, kN, kNm;

A_o, W_o - diện tích tiết diện và mô men chống uốn của tiết diện cột cơ sở, cm², cm³.

Trong lúc gia cường thanh chịu nén lệch tâm/nén uốn, thì ứng suất tính toán lớn nhất hay độ ổn định của tiết diện cơ sở không được lớn hơn 0,8 lần cường độ tính toán của vật liệu thép (0,8f_o) [5].

b) *Tính theo tiêu chí phát triển biến dạng dẻo* [5]:

(1) Kiểm tra tiết diện cột theo điều kiện bền [5]:

$$\left(\frac{\bar{N}}{[N]_{\gamma_c \gamma_N}} \right)^{n_c} \pm \frac{\bar{M}_x}{[M_x]_{\gamma_c \gamma_M}} \pm \frac{\bar{M}_y}{[M_y]_{\gamma_c \gamma_M}} \leq 1,0 \quad (10)$$

trong đó:

[N] – lực dọc, xác định như ở công thức [5]:

$$[N] = (A_{o,n} + \alpha A_{s,n}) f_o \quad (11)$$

[M_x], [M_y] – khả năng chịu mô men uốn theo phương trục x và y, chẳng hạn đối với trục x-x ta có công thức xác định [M_x] như công thức (12), còn [M_y] xác định tương tự.

$$[M_x] = \left[\begin{array}{l} A_{oc} y_{oc} + A_{op} y_{op} \\ + \alpha (A_{sc} y_{sc} + A_{sp} y_{sp}) \end{array} \right] f_o \gamma_M \quad (12)$$

A_{oc}, A_{op} – diện tích tiết diện nguyên của cột cơ sở phía chịu nén và kéo, xác định theo công thức sau:

$$A_{oc} = 0,5 \left[A_o - \alpha (A_{sc} - A_{sp}) \right] \quad (13)$$

A_{sc}, A_{sp} - diện tích tiết diện nguyên của thanh tăng cường phía chịu nén và kéo;

y_{oc}, y_{op} - khoảng cách từ trục trung hòa của tiết diện sau khi gia cường đến biên của

phía chịu nén hoặc chịu kéo của tiết diện cột cơ sở;

y_{sc}, y_{sp} - khoảng cách từ trục trung hòa của tiết diện sau khi gia cường đến biên của phía chịu nén hoặc chịu kéo của tiết diện thanh tăng cường;

γ_M, γ_N - hệ số kể đến ứng suất ban đầu, xác định như sau:

- khi gia cường không hàn, $\gamma_N = \gamma_M = 0,95$,

- khi gia cường bằng hàn, $\gamma_N = \gamma_M = 0,95 - 0,2\beta_0(\alpha - 1)$;

n_c - hệ số phụ thuộc vào hình dạng tiết diện, lấy theo quy định của tiêu chuẩn TCVN 5575:2012;

$\bar{N}, \bar{M}_x, \bar{M}_y$ - giá trị tuyệt đối của nội lực trong cột sau khi gia cường.

(2) Kiểm tra tiết diện cột chịu nén lệch tâm sau khi gia cường, theo điều kiện ổn định tổng thể trong mặt phẳng tác dụng của mô men uốn [5]:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} = \frac{N}{\varphi_e (A_o + A_s)} \leq f \sqrt{k} \gamma_c \quad (14)$$

trong đó:

γ_c - hệ số điều kiện làm việc của cột, $\gamma_c = 0,9$;

φ_e - hệ số, phụ thuộc vào độ mảnh quy ước $\bar{\lambda}$ và độ lệch tâm tính đối $m_e = \eta m$, lấy theo Bảng D.11 của tiêu chuẩn Việt Nam, TCVN 5575:2012;

η - hệ số kể đến ảnh hưởng của hình dạng tiết diện đến phát triển biến dạng dẻo, lấy theo Bảng D.9 của tiêu chuẩn Việt Nam, TCVN 5575:2012;

m - độ lệch tâm tương đối, xác định theo công thức: $m = e/\rho = eA/W_c$ (15)

W_c - mô men kháng uốn lớn nhất của thứ chịu nén;

e - độ lệch tâm, xác định theo công thức:

$$e = e_o + \Delta_1 + \kappa_w \Delta_w \quad (16)$$

e_o - độ lệch tâm của lực dọc đối với trọng tâm của tiết diện gia cường (nếu vị trí của trọng tâm tiết diện không thay đổi trong quá trình gia cường thì $e = e_o$, nếu có thay đổi thì $e = e_o + \Delta_e$), e_o xác định theo công thức:

$$e_o = M_o/N_o \quad (17)$$

Δ_e - độ dịch chuyển trọng tâm tiết diện gia cường;

Δ_1 - độ võng cuối cùng của cột sau khi gia cường;

$$\Delta_1 = \Delta_o \left(1 - \alpha_N \frac{\sum I_s}{I_o + \sum I_s} \right) \quad (18)$$

Δ_o - độ võng ban đầu (độ võng thực tế) của cột cơ sở, khi chưa gia cường, được xác định theo số liệu khảo sát nhưng giá trị $\Delta_o \geq L/750$, (L - chiều dài hình học của đoạn cột đang xét);

$\sum I_s$ - tổng mô men quán tính của các thanh tăng cường được liên kết, lấy đối với trục quán tính chính của riêng từng tiết diện (nếu $\sum I_s \leq 0,1I_o$ thì lấy $\Delta_s = \Delta_o$);

α_N - hệ số, được xác định $\alpha_N = N_e/(N_e - N)$;

N_e - lực tới hạn Ole cho thanh gia cường, xác định $N_e = \pi^2 EI/L^2$;

Δ_w - độ võng dư bổ sung do hàn gia cường, xác định theo công thức:

$$\Delta_w = \alpha_N \chi V \lambda^2 \sum n_i y_i / (8A) \quad (19)$$

λ - độ mảnh của thanh gia cường trong mặt phẳng uốn, $\lambda = L_o/i$;

χ - hệ số, ảnh hưởng dạng liên kết (khi hàn liên tục $\chi = 1,0$, khi hàn đứt đoạn thì χ lấy bằng tỷ số giữa chiều dài đoạn hàn và khoảng cách giữa chúng);

κ_w - hệ số, trong trường hợp này lấy $\kappa_w = 1,0$;

y_i - khoảng cách từ đường hàn liên kết thứ i đến trục trung hòa của tiết diện cột sau gia cường;

n_i - hệ số có tính đến trạng thái ứng suất biến dạng ban đầu và cách gia cường cấu kiện, $n_i = 1 - [u \cdot \ln(1 - \xi_i)] / \ln 2$;

u – hệ số, được lấy như sau:
 u = 1,5 – cho đường hàn nằm trong vùng chịu kéo,
 u = 0,7 – cho đường hàn nằm trong vùng chịu nén khi đánh giá biến dạng,
 u = 0,5 – cho đường hàn khi đánh giá tính độ bền,
 u = 1,0 – cho đường hàn nằm trong vùng kéo và nén.
 ξ_i – hệ số đặc trưng về mức độ biến dạng ban đầu trong vùng đường hàn thứ i ứng với tất cả các dạng tải trọng tác dụng, $\xi_i = \sigma_{oi}/f_o$ và $\sigma_{oi} = M_o y/l_{x,s}$;
 y - khoảng cách từ trục trung hòa đến trục trọng tâm của đường hàn gia cường;
 $I_{x,s}$ – mô men quán tính của tiết diện thanh tăng cường;
 M_o - giá trị mô men uốn trong thanh tăng cường tại vị trí có đường hàn liên kết;
 V – đặc trưng của phần tử dưới một đường hàn, được xác định, $V = 0,04h_f^2$,
 h_f – chiều cao đường hàn góc liên kết thanh tăng cường;
 Các ký hiệu khác như đã giải thích ở các công thức trên.
 Lưu ý: Khi cấu kiện chịu nén uốn trong mặt phẳng có độ cứng lớn nhất ($I_x > I_y$) thì độ ổn định của cột được kiểm tra theo công thức (14), còn Δ_s và Δ_w được tính đến khi và chỉ khi làm tăng giá trị của độ lệch tâm (e).
 Nếu xảy ra trường hợp ứng suất trong cột cơ sở lớn (ứng suất $\sigma_o > 0,8f$), thì khi kiểm tra ổn

định cột chịu nén trong quá trình gia cường bằng phương pháp hàn, giá trị N được thay cho N_o , độ lệch tâm (e) được xác định theo công thức (16) khi $\kappa_w = 2,0$, độ võng do hàn Δ_w được lấy với dấu làm tăng giá trị độ lệch tâm (e).

4. Ví dụ tính toán

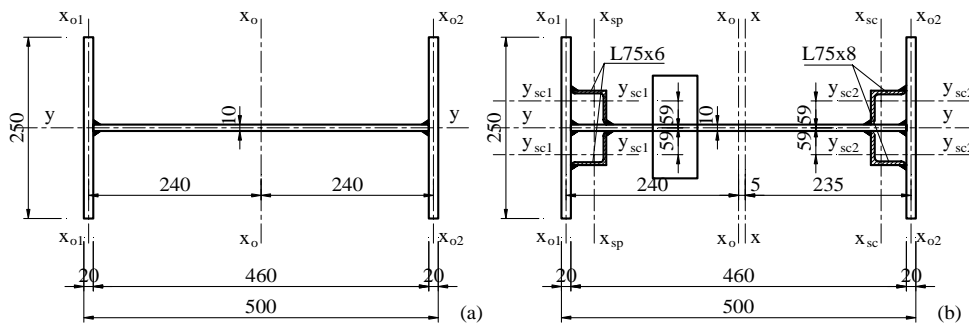
4.1. Số liệu tính toán

Hiện trạng nhà xưởng sản xuất một tầng, một nhíp, cầu trục với sức nâng Q = 50 tấn. Tiết diện đoạn cột trên như ở Hình 3a, có kích thước của bản cánh (25,0x2,0)cm và bản bụng (46,0x1,0)cm.

Chiều dài tính toán của đoạn cột trên theo phương trong và ngoài mặt phẳng khung tương ứng là $l'_x = 1590$ cm $l'_y = 460$ cm.

Ứng với sức trục Q = 50 tấn, cặp nội lực gây nguy hiểm cho tiết diện cột trên là: $M_o = 352,18$ kNm, $N_o = 737,45$ kN, tiết diện cột đảm bảo yêu cầu về độ bền và ổn định. Đồng thời, kết cấu khung đảm bảo về biến dạng.

Theo yêu cầu sản xuất, cần thay thế cầu trục với sức trục Q = 50 tấn bằng cầu trục sức trục Q = 75 tấn. Từ yêu cầu đó, tiến hành kiểm tra khả năng chịu lực của đoạn cột với sức trục Q = 75 tấn. Trường hợp cột không thỏa mãn yêu cầu về khả năng chịu lực và khung không đảm bảo về biến dạng thì ta tiến hành chọn giải pháp và tính toán gia cường cho cột. Với giả định các chi tiết khác của cột (đoạn cột dưới, dầm vai, chân cột và móng cột) đều thỏa mãn khả năng chịu lực khi sử dụng cầu trục với sức trục Q = 75 tấn.



Hình 3. Tiết diện cột trước và sau khi gia cường

4.2. Tính toán gia cường tiết diện đặc (đoạn cột trên)

Sau khi kiểm tra khả năng chịu lực của đoạn cột trên, ứng với cầu trục sức trục $Q = 75$ tấn, với cặp nội lực nguy hiểm $M^t = 513,28\text{kNm}$, $N^t = 918,89$ kN gây ra ở tiết diện cột, thì chúng không đảm bảo khả năng chịu lực theo điều kiện ổn định. Vậy, đoạn cột trên cần gia cường bằng giải pháp tăng tiết diện.

4.2.1. Chọn thanh gia cường và xác định các đặc trưng hình học

a) Chọn thanh gia cường:

Đối với tiết diện cột trên, gia cường tiết diện bằng thép góc L75x6, và L75x8, được bố trí vào góc của cánh và bụng cột (Hình 3b).

Vật liệu thép để gia cường mác CCT34, với cường độ $f_s = 21\text{kN/m}^2$;

b) Xác định các đặc trưng hình học của tiết diện:

Loại thép góc L75x6, tra bảng ta được: Diện tích tiết diện: $A_{sp} = 8,78\text{cm}^2$; Mô men quán tính: $I_{sp-x} = 46,6\text{cm}^4$; Bán kính quán tính: $i_{sp-x} = 2,3\text{cm}$.

Loại thép góc, L75x8, tra bảng ta được: Diện tích tiết diện: $A_{sc} = 11,5\text{cm}^2$; Mô men quán tính: $I_{sc-x} = 59,8\text{cm}^4$; Bán kính quán tính: $i_{sc-x} = 2,28\text{cm}$.

Tiết diện cột trên, theo thông số hình học đã có: Diện tích tiết diện cột trên: $A_o = 146$ cm²; Mô men quán tính: $I_{x_o} = 65744,7$ cm⁴, $I_{y_o} = 5212,2$ cm⁴.

Chiều dài tính toán của đoạn cột trên trong mặt phẳng uốn: $L_x = 1590\text{cm}$.

Xác định vị trí trọng tâm của tiết diện sau khi gia cường (lấy với mép ngoài của bản cánh),

$$y = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{25 \cdot 2.1 + 46 \cdot 1.25 + 25 \cdot 2.49}{146 + 2 \cdot (8,78 + 11,5)} = 22,68\text{cm}$$

trong đó:

A_i - diện tích của các thanh của cột trên, cm²;

y_i - khoảng cách từ trục các thanh trong cột tới mép ngoài của bản cánh, cm.

Tổng diện tích tiết diện cột sau khi gia cường theo công thức:

$$A^t = A_o + 2(A_{sp} + A_{sc}) = 146 + 2(8,78 + 11,5) = 186,56 \text{ cm}^2$$

Mô men quán tính của toàn tiết diện sau khi gia cường:

$$I_x^t = I_{x_o}^t + A_o^t y_o^2 + I_{sp-x}^t + A_{sp} y_1^2 + I_{sc-x}^t + A_{sc} y_2^2 = 65744,7 + 146 \cdot 0,55^2 + 2(46,6 + 8,78 \cdot 30,61^2) + 2(59,8 + 11,5 \cdot 29,6^2) = 102606 \text{ cm}^4$$

$$I_y = I_{y_o} + I_{sp-x} + A_{sp} x_1^2 + I_{sc-x} + A_{sc} x_2^2 = 5212,2 + 2(46,6 + 8,78 \cdot 6,14^2 + 59,8 + 11,5 \cdot 6,05^2) = 6928 \text{ cm}^4$$

Bán kính quán tính và mô men chống uốn:

$$i_x^t = \sqrt{\frac{I_x^t}{A^t}} = \sqrt{\frac{102606}{186,56}} = 23,45 \text{ cm}$$

$$i_y^t = \sqrt{\frac{I_y^t}{A^t}} = \sqrt{\frac{6928}{186,56}} = 6,09 \text{ cm}$$

$$W_x^t = \frac{2 \cdot I_x^t}{h_t} = \frac{2 \cdot 102606}{50} = 4104,2\text{cm}^3$$

Độ mảnh quy ước của cột:

$$\lambda_x^t = \frac{L_x^t}{i_x^t} = \frac{1590}{23,45} = 67,8$$

$$\bar{\lambda}_x^t = \lambda_x^t \sqrt{\frac{f_o}{E}} = 67,8 \sqrt{\frac{21}{2,1 \cdot 10^4}} = 2,14$$

$$\rho_x^t = \frac{W_x^t}{A^t} = \frac{4104,24}{186,56} = 22 \text{ cm}$$

Độ lệch tâm:

$$e_t = \frac{M_t}{N_t} = \frac{513,28}{918,89} = 0,55 \quad m = 55\text{cm}$$

4.2.2. Kiểm tra ổn định trong mặt phẳng khung

Tổng mô men quán tính của các thanh gia cường:

$$\sum I_s = 2(46,6 + 59,8) = 212,8 \text{ cm}^4$$

Ta thấy, $I_s < 0,1.I_x$ nên lấy độ võng gia cường bằng độ võng ban đầu. Giả sử độ võng ban đầu $\Delta_0 = 0$ cm hệ số $k_w = 1,0$. Các mối hàn để liên kết thanh gia cường có chiều cao $h_f = 0,6$ cm, que hàn N42, bước hàn $a_w = 30$ cm.

Tổng chiều dài đường hàn là:

$$\sum l_w^t = \frac{N_t - N_{ot}}{2 \cdot \beta_f \cdot h_f \cdot f_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{918,89 - 737,45}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} = 12\text{cm}$$

trong đó:

N_t, N_{ot} - nội lực sau khi tăng sức trục và nội lực ban đầu;

β_f - hệ số đường hàn góc, $\beta_f = 0,7$;

h_f - chiều cao đường hàn, $h_f = 0,6$ cm;

f_{wf} - cường độ tính toán của kim loại hàn trong mối hàn góc với loại que hàn N42 theo TCVN 3233:1994, $f_{wf} = 18\text{kN/cm}^2$;

γ_{wf}, γ_c - hệ số hàn và hệ số điều kiện làm việc, $\gamma_{wf} = 1,0, \gamma_c = 1,0$;

Chiều dài đoạn hàn tính toán: $l_w^t = a_w / (l_x^t / \sum I_w^t) = 30 / (1590 / 12) = 0,22\text{cm}$;

Theo cấu tạo $l_w \geq 4\text{cm}$, ta chọn chiều dài đoạn hàn $l_w^t = 5\text{cm}$;

Số lượng mối hàn là: $n = L_x^t / a_w + 1 = 1590 / 30 + 1 = 54$;

Tổng chiều dài đường hàn: $\sum l_w^t = l_w^t \cdot n = 5 \cdot 54 = 270\text{cm}$;

Hệ số ảnh hưởng dạng liên kết:

$$\chi = \sum l_w^t / l_x^t = 270 / 1590 = 0,17 ;$$

Đặc trưng của một phần tử dưới một đường hàn: $V_t = 0,04 \cdot h_f^2 = 0,04 \cdot 0,6^2 = 0,014$.

Hệ số đặc trưng về mức độ biến dạng ban đầu $\xi_t = 918,89 / (146 \cdot 21) = 0,3$.

u - hệ số, với đường hàn nằm trong vùng kéo và nén, $u = 1,0$;

n - hệ số có tính đến trạng thái biến dạng ban đầu và cách gia cường cấu kiện;

$n_t = 1 - [u \cdot \ln(1 - \xi_t)] / \ln 2 = 1 - [0,5 \cdot \ln(1 - 0,3)] / \ln 2 = 1,5$

Xác định tổng khoảng cách từ đường hàn liền đến trục trọng tâm mới ứng với mỗi đường hàn, theo công thức:

$$\sum n_i \cdot y_i = 2 \cdot 1,5 \cdot (41 + 36) = 231 \text{ cm}$$

trong đó:

y_i - khoảng cách từ đường hàn liền đến trục trọng tâm mới (x-x), cm;

Lực tới hạn σ le của thanh gia cường:

$$N_E^t = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x^t}{L_x^t{}^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 102606}{1590^2} = 8403\text{kN}$$

Hệ số

$$\alpha_n^t = \frac{N_E^t}{N_E^t - N_t} = \frac{8403}{8403 - 918,89} = 1,12$$

Độ võng dư bổ sung do hàn gia cường, xác định theo công thức:

$$\Delta_w^t = \frac{\alpha_n^t \cdot \chi_t \cdot V_t \cdot \lambda_x^t \cdot \sum n_i \cdot y_i}{8 \cdot A^t} = \frac{1,12 \cdot 0,17 \cdot 0,014 \cdot 52^2 \cdot 231}{8 \cdot 186,56} = 1,12\text{cm}$$

Độ lệch tâm, xác định theo công thức (2.39):

$$e = e_t + \Delta_0 + k_w \Delta_w^t = 55 + 0 + 1,1 \cdot 1,12 = 56,12\text{cm}$$

Độ lệch tâm tính đổi sau khi gia cường, với η là hệ số kể đến hình dạng tiết diện đến

tăng biến dạng dẻo lấy theo Bảng 9 phụ lục D [4, tr101], $\eta = 1,25$.

$$m_e = \frac{\eta \cdot e}{\rho_x^t} = \frac{1,25 \cdot 56,12}{22} = 3,18$$

Ta có, $\bar{\lambda}_x^t = 2,14$ và $m_e = 3,18$, tra bảng Bảng 10 phụ lục D [4, tr102] ta được, $\varphi_e = 0,3$.

Ta thấy tỉ số $f_o / f_s = 1$, nên ta chọn hệ số $k = 1$. Ta có: $f^* = f_o \cdot \sqrt{k} = 21 \text{ kN/cm}^2$.

Vậy, kiểm tra ổn định của đoạn cột trong mặt phẳng uốn theo công thức:

$$\sigma = \frac{N_t}{\varphi_e \cdot A^t} = \frac{918,89}{0,3 \cdot 186,56} = 16,41$$

$$< \gamma_c \cdot f^* = 21 \text{ kN/cm}^2$$

4.2.3. Kiểm tra ổn định ngoài mặt phẳng khung

Chiều dài tính toán ngoài mặt phẳng khung: $l_y^t = 460 \text{ cm}$

Độ mảnh quy ước:

$$\lambda_y = \frac{l_y^t}{i_y} = \frac{460}{6,09} = 75,5$$

tra Bảng 8 phụ lục D [4, tr100], ta được $\varphi_y = 0,75$.

Tính giá trị mô men ở đầu cột với tiết diện đã có $M_t = M_2 = -513,28 \text{ kNm}$. Ứng với từng trường hợp tải trọng đã cộng giá trị tương ứng ở đầu kia là: $M_1 = 0$.

Mô men ở 1/3 đoạn cột là: $\bar{M} = 2(M_2 - M_1)/3 = 2(-513,28 + 0)/3 = -342 \text{ kNm}$.

Giá trị mô men quy ước M' dùng để kiểm tra ổn định ngoài mặt phẳng khung là giá trị $\max (M_1/2, \bar{M}, M_2/2)$. Nên giá trị $M' =$

342 kNm để kiểm tra ổn định tổng thể ngoài mặt phẳng khung.

Độ lệch tâm tương đối, xác định theo công thức:

$$m_x = \frac{M'}{N_t} \cdot \frac{A^t}{W_x^t} = \frac{342 \cdot 10^2}{918,89} \cdot \frac{186,56}{4104,24} = 1,69 < 5$$

Tra Bảng 16 [4, tr33], ta xác định hệ số α_1, β_1 :

$$\alpha_1 = 1 - (0,35 - 0,05 \cdot m_x) = 1 - (0,35 - 0,05 \cdot 1,69) = 0,73 \text{ và } \beta_1 = 1,0$$

Tính hệ số, $C = \beta_1 / (1 + \alpha_1 \cdot m_x) = 1 / (1 + 0,73 \cdot 1,69) = 0,44$

Vậy, điều kiện ổn định ngoài mặt phẳng khung xác định theo công thức:

$$\sigma_y = \frac{N_t}{C \cdot \varphi_y \cdot A^t} = \frac{918,89}{0,44 \cdot 0,75 \cdot 186,56} = 14,9 \text{ kN/cm}^2 < \gamma_c \cdot f_o = 21 \text{ kN/cm}^2$$

Như vậy, tiết diện cột trên sau khi gia cường bằng tăng tiết diện đã đủ khả năng chịu lực.

Ngoài ra, cũng dễ dàng kiểm tra điều kiện biến dạng của kết cấu khung sau khi gia cường. Theo đó, bằng việc thay thế độ cứng tiết diện cho cột bằng độ cứng mới, có kể thêm tiết diện gia cường.

4.3. So sánh chỉ tiêu kỹ thuật

Để làm rõ hơn hiệu quả của công tác gia cường, bằng cách so sánh nội lực trong cột (gồm mô men uốn, lực dọc) và chi phí trọng lượng vật liệu thép trên đơn vị chiều dài cột trước và sau khi gia cường. Kết quả so sánh được ghi ở Bảng 1.

Bảng 1. Kết quả gia cường cột

Chỉ tiêu	Trước gia cường	Sau gia cường	Chênh (%)
Mô men M (kNm)	352,18	513,28	16,30
Lực dọc N (kN)	737,45	918,89	17,81
Lượng thép (kg)	607,40	776,18	27,70

Thông qua trên, ta thấy về khả năng chịu lực khi gia cường đối với đoạn cột trên như sau: khả năng chịu mômen uốn tăng lên 16,30%, khả năng chịu lực dọc tăng lên

17,81% và chi phí lượng thép cột sau khi gia cường tăng 27,70%.

5. Kết luận và kiến nghị

- Giải pháp gia cường tiết diện cột đặc (đoạn cột trên) bằng giải pháp tăng tiết diện, nhằm nâng cao khả năng chịu lực về bền và độ ổn định là khá hiệu quả, chúng cũng đơn giản khi gia công, chế tạo. Theo đó, việc gia

cường cột thép bằng cặp thép góc như đã nêu, độ bền dự trữ của cột tăng thêm đáng kể nhưng chi phí thép tăng cũng không nhiều.

Việc tính toán gia cường kết cấu cột thép cũng đã xét đến ảnh hưởng của công tác hàn khi gia cường đến biến dạng và khả năng chịu lực của cột, cũng như độ lệch trục của tiết diện sau khi gia cường.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Vương Hách (2008), "Sổ tay xử lý sự cố công trình xây dựng", Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
2. Phạm Văn Hội, Nguyễn Quang Viên và nnk (2010), "Kết cấu thép – Cấu kiện cơ bản", Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội.
3. Lê Văn Kiểm (2009), "Hư hỏng, sửa chữa, gia cố kết cấu thép và gạch đá", Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
4. Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5575:2012, "Kết cấu thép – Tiêu chuẩn thiết kế", Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội.
5. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП II-23-81*), 1987.
6. Ребров И.С. (1988) Усиление стержневых металлических конструкций: Проектирование и расчет, Издательство: Стройиздат.
7. Валь В.Н., Горохов Е.В., Уваров Б.Ю. (1987), Усиление стальных каркасов одноэтажных производственных зданий при их реконструкции, Издательство: Стройиздат.
8. Бирюлев В.В., Кошин И.И., Крылов И.И., Сильвестров А.В. (1990), Проектирование металлических конструкций. Специальный курс, Издательство: Стройизд.

THÍ NGHIỆM XÁC ĐỊNH VAI TRÒ GIA CƯỜNG ĐẤT NỀN BẰNG GIẢI PHÁP NỀN TIẾP XÚC (TOP-BASE) TRÊN MÔ HÌNH TỈ LỆ HÌNH HỌC

TESTING EFFECT OF USING TOP-BASE FOR ENHANCEMENT SHALLOW FOUNDATION IN THE SMALL SIZE MODEL

Nguyễn Ngọc Phúc

Khoa Xây dựng, Trường CĐ Xây Dựng Số 2

Nguyễn Khánh Hùng

Khoa Kỹ thuật Công trình, Trường Đại học Lạc Hồng

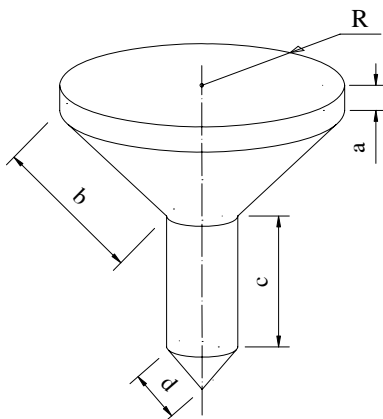
Tóm tắt: Nhằm kiểm chứng khả năng gia cường của các khối khối vật liệu nền tiếp xúc (top-block) dưới móng nông theo lý thuyết đã đề xuất trong bài báo "Hiệu quả gia cường móng nông và qui trình tính toán sử dụng giải pháp nền tiếp xúc (top-base)", chúng tôi đã tiến hành các thí nghiệm trên mô hình tỉ lệ hình học. Các kết quả quan trắc thực nghiệm bước đầu cho thấy hiệu quả rõ rệt khi sử dụng các khối vật liệu nền tiếp xúc (top-block) để phân phối ứng suất trong nền đất.

Từ khóa: Nền tiếp xúc (top-base), khối vật liệu nền tiếp xúc (top-block), gia cường, móng nông.

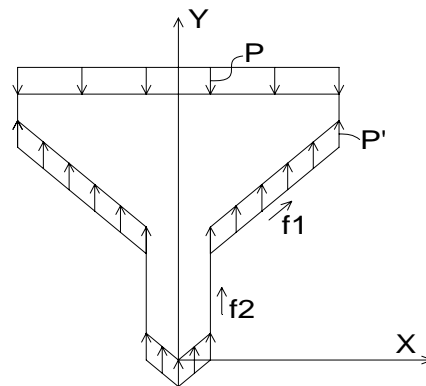
Abstract: In this paper, we concern about effect of using top-base for enhancement shallow foundation in our theory by the small size model testing. Top - base are intermediate layer with top blocks and gravel. At the initial pressure levels, gravel layer between top blocks has been compressed. And then, normal pressure is dissipated by top-base into subsoil.

Keywords: top-base, top blocks, enhancement, shallow foundation.

1. XÂY DỰNG LỜI GIẢI GIẢI TÍCH [1], [2], [4], [6]



Hình 1: Kích thước qui ước của khối vật liệu nền tiếp xúc (top-block)



Hình 2: Sự làm việc của khối vật liệu nền tiếp xúc (top-block)

- Gọi δ là góc ma sát ngoài giữa đá dăm (gravel) & khối vật liệu nền tiếp xúc (top-block).

- Gọi P là áp lực đáy móng và cũng chính là áp lực tác dụng lên top-block.

- R là bán kính đáy top-block.

- r là bán kính trụ nhỏ top-block.

- S_1 là diện tích đáy top-block. $S_1 = \pi.R^2$

- S_2 là diện tích xung quanh phần nón xiên 45° : $S_2 = \pi.R^2.\sqrt{2}$

- V là diện tích xung quanh phần trụ của top-block. $V = 2\pi.r.c$

Tổng hợp lực tác dụng vào top-block theo phương đứng:

$$P.S_1 - (P'.S_2 + f_2.V + f_1.S_2.\cos 45^\circ) = 0$$

$$\Leftrightarrow P.\pi.R^2 - (P'.\pi.R^2.\sqrt{2} + f_2.2\pi r.c + f_1.\pi R^2.\sqrt{2}.\frac{\sqrt{2}}{2}) = 0$$

$$\Leftrightarrow P.\pi.R^2 - (P'.\pi.R^2.\sqrt{2} + f_2.2\pi r.c + f_1.\pi R^2) = 0 \quad (1)$$

Ta có:

$$f_1 = P' \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \text{tg} \delta$$

$$f_2 = (\xi.P') \cdot \text{tg} \delta \quad (\text{lực ma sát giữa top-block và đá dăm})$$

$$P.\pi.R^2 - (P'.\pi.R^2.\sqrt{2} + (\xi.P') \cdot \text{tg} \delta \cdot 2\pi r.c + P' \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \text{tg} \delta \cdot \pi R^2) = 0$$

$$P' = \frac{P.R^2}{(R^2.\sqrt{2} + \xi.\text{tg} \delta \cdot 2r.c + \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \text{tg} \delta \cdot R^2)}$$

Với:

$$\xi = \frac{\mu}{1-\mu} = \frac{0,3}{1-0,3} = \frac{3}{7}$$

: hệ số Poisson của vật liệu rời bằng 0,3

= 30° : góc ma sát ngoài giữa đá dăm và bê tông.

$$\Rightarrow P' = \frac{P.R^2}{(R^2.\sqrt{2} + \frac{3}{7}.\text{tg} 30^\circ \cdot 2r.c + \frac{\sqrt{2}}{2}.\text{tg} 30^\circ \cdot R^2)} = \frac{P.R^2}{(1,8225R^2 + \frac{2\sqrt{3}}{7}r.c)} \quad (2)$$

- Đối với loại top-block 500mm:

$$P' = \frac{P.0,25^2}{(1,8225.0,25^2 + \frac{2\sqrt{3}}{7}.0,05.0,2)} = 0,526.P$$

- Đối với loại top-block 330mm:

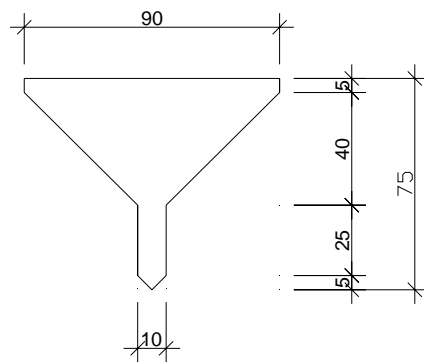
$$P' = \frac{P.0,165^2}{(1,8225.0,165^2 + \frac{2\sqrt{3}}{7}.0,033.0,132)} = 0,528.P$$

Tải trọng P khi đi qua top-block sẽ giảm đi một phần còn lại P' . Mức độ giảm tải tùy thuộc vào kích thước của top-block. Gọi $k = P'/P$ là hệ số giảm tải truyền xuống nền khi có top-block: ta có $k < 1$.

2. XÂY DỰNG MÔ HÌNH THỰC NGHIỆM. [3], [4], [5]

Bảng 1. Các thông số mô hình tỉ lệ hình học

STT	Bộ phận	Thông số
1	Móng	Thép tấm dày 10 mm, kích thước 315 x 315 (mm).
2	Khối nền	Cát nền được chế bị thành nhiều lớp trong thùng có kích thước 880x485x610 (mm) (bảng 2; 3; hình 4).
3	Đá dăm	Đá mi chèn vào lỗ rỗng giữa các top-block
4	Top-block	Đường kính D = 90 (mm), vữa mác 200 (hình 1)

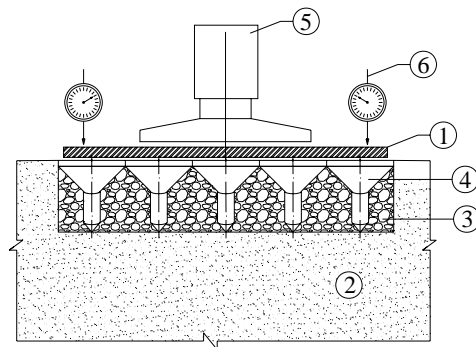


a/ Kích thước top-block thu nhỏ



b/ Các khối top-block

Hình 3. Top-block trong mô hình tỉ lệ hình học



a/ Cấu tạo nền tiếp xúc trên đất chế bị



b/ Lắp đặt các khối top-block

Hình 4. Mô hình tỉ lệ hình học

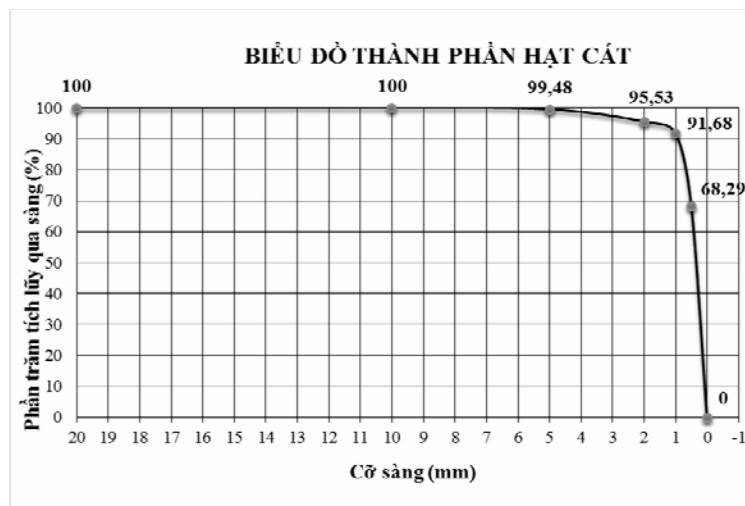
1-Móng (bàn nén); 2- Khối nền cát; 3- Đá dăm (garvel);
4-Khối vật liệu nền tiếp xúc (top-block); 5- Kịch thủy lực; 6-Chuyển vị kế.

Bảng 2. Kết quả thí nghiệm phân tích thành phần hạt

Cỡ sàng (mm)	Lượng cát trên sàng (g)	Phần trăm trên sàng (%)	Phần trăm tích lũy trên sàng (%)	Phần trăm tích lũy qua sàng (%)
20	0	0	0	100
10	0	0	0	100
5	2,6	0,52	0,52	99,48
2	19,7	3,95	4,47	95,53
1	19,2	3,85	8,32	91,68
0,5	116,6	23,39	31,71	68,29
Đáy rây	340,3	68,29	100	0
Tổng	498,4			

$$M_{dl} = \frac{\% \text{ Tích lũy qua sàng}}{100} = \frac{0,52 + 4,47 + 8,32 + 31,71 + 100}{100} = 1,45$$

Hàm lượng hạt cát có đường kính 0,06-2,0mm chiếm khoảng 99,48 %. Vì vậy, vật liệu chế bị nền là cát hạt thô.



Hình 5. Đường cong cấp phối hạt

Bảng 3. Đặc trưng cơ - lý của cát nền trong mô hình thí nghiệm

Độ ẩm (%)	Góc ma sát trong (độ)	Lực dính (kG/cm ²)	Module trung bình E (kG/cm ²)
W = 7,345	$\varphi = 19,64^{\circ}$	c = 0,0012	250

3. TIẾN TRÌNH THÍ NGHIỆM

3.1. Tải trọng thí nghiệm

Có 3 cấp áp lực $p = 0,125 ; 0,25$ và $0,5$ (kG/cm²)

3.2. Các trường hợp và tiến trình thực hiện thí nghiệm. [3], [4], [5]

- Xây dựng mô hình nền với hai trường hợp móng trên top-base và móng không đặt top-base.

- Chia nhỏ lớp cát nền thành 10 lớp và đầm chặt theo trọng lượng thể tích yêu cầu.

- Sau khi hoàn thành nền theo thiết kế ta tiến hành đặt móng và bắt đầu gia tải.

- Gia tải cấp $0,125\text{kg/cm}^2$ để khử độ lún tạm thời sau đó đưa nền về trạng thái bão hòa và theo dõi.

- Theo dõi độ lún tại đồng hồ đo chuyển vị tại thời điểm 15 phút, 60 phút và tới lúc ngừng lún hoặc độ lún $\leq 0,01\text{mm/1h}$.

- Gia tải các cấp tiếp theo và theo dõi theo qui trình như trên.

4. KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM TRÊN MÔ HÌNH TỶ LỆ

Tiến hành quan trắc chuyển vị trên 02 đồng hồ ở 2 điểm góc của bàn nén trong hai trường hợp nền có và không có gia cường top-base dưới 3 cấp áp lực nén. Kết quả trình bày trong bảng 4 và bảng 5.

Bảng 4. Kết quả quan trắc chuyển vị trường hợp móng trên nền có Top-base

Cấp tải	Thời gian	Ngày	Số đọc đồng hồ		Chuyển vị gia tăng (0,01mm)	
			No 1	No 2	No 1	No 2
Cấp 1 (0,125kg/cm ²)	15h30'	7/11/2010	4_26	6_87,5		
	15h45'		4_16	6_78	10	9,5
	16h30'		4_00	6_62,9	16	15,1
	14h00'	8/11/2010	3_88	6_51,4	12	11,5
15h30'	3_88		6_51,4			
15h45'	0_14		2_94,4	374	357	
Cấp 2: 0,25kg/cm ² (gia tải thêm 0,125kg/cm ²)	16h30'	9/11/2010	0_10	2_91,6	4	2,8
	7h30'		0_04	2_86,4	6	5,2
Cấp 3: 0,5kg/cm ² (gia tải thêm 0,25kg/cm ²)	9h15'	10/11/2010	0_04	2_86,4		
	9h30'		8_58	1_47,4	146	139
	10h15'		7_84	0_75,4	74	72
	11h15'		7_53	0_44,6	31	30,8
	7h00'		7_39	0_31,1	14	13,5

Bảng 5. Kết quả quan trắc chuyển vị trường hợp móng trên nền không có Top-base

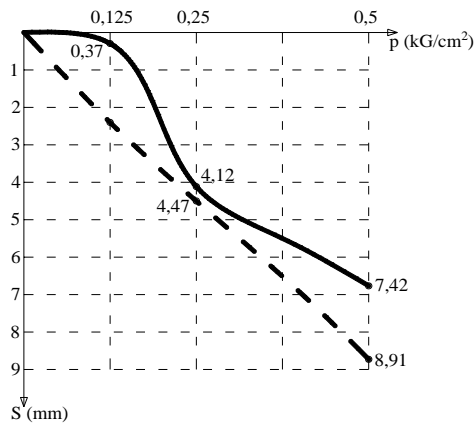
Cấp tải	Thời gian	Ngày	Số đọc đồng hồ		Chuyển vị gia tăng (0,01mm)	
			No 1	No 2	No 1	No 2
Cấp 1: (0,125kg/cm ²)	8h15'	11/11/2010	1_94	1_72		
	8h30'		0_70	0_49	124	123
	9h00'		9_95	9_76	75	73
	9h15'		9_77	9_58,5	18	17,5
	19h00'		9_39	9_21,5	38	37
Cấp 2: 0,25kg/cm ² (gia tải thêm 0,125kg/cm ²)	19h25'		9_39	9_21,5		
	19h40'		7_81	7_64	158	157,5
	20h25'		7_48	7_31,2	33	32,8
Cấp 3: 0,5kg/cm ² (gia tải thêm 0,25kg/cm ²)	10h00'	12/11/2010	7_44	7_27,6	4	3,6
	10h30'		7_44	7_27,6		
	10h45'		3_50	3_34,6	394	393
	11h00'		3_27	3_11,1	23	23,5
	11h30'		3_00	2_84,6	27	26,5
	18h00'		3_00	2_84,6	0	0

Kết quả quan trắc chuyển vị cho phép xác định các giá trị gần đúng đại lượng module tổng biến dạng của nền. Kết quả tính toán được trình bày trong bảng 6.

Bảng 6: Tổng hợp kết quả tính toán từ số liệu quan trắc trên mô hình

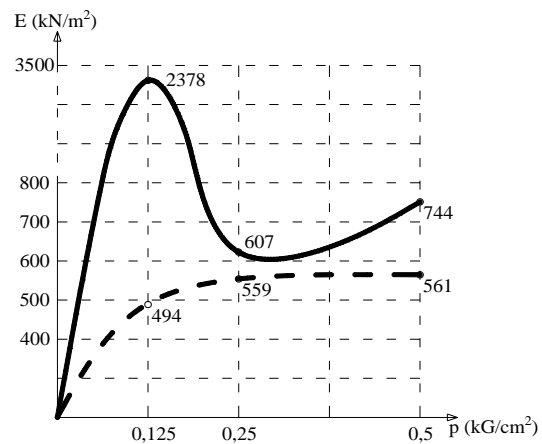
Cấp tải (kg/cm ²)	Độ lún S (mm)		Modun biến dạng E (kN/m ²)	
	Móng top-base S ₁ (mm)	Móng không đặt top-base S ₂ (mm)	Móng top- base	Móng không đặt top-base
0,125	0,37	2,53	3378	494
0,25	4,12	4,47	607	559
0,5	6,72	8,91	744	561

Tỉ số độ lún của hai trường hợp: $S_1/S_2 = 6,72/8,91 = 0,754$



— Chuyển vị của móng trên nền có top-base
- - - Chuyển vị của móng trên nền đồng nhất

Hình 6. Biểu đồ biểu diễn quan hệ độ lún S (mm) và áp lực p (kg/cm²)



— Module E trên nền có top-base
- - - Module E trên nền đồng nhất

Hình 7. Biểu đồ biểu diễn quan hệ module biến dạng E (kN/m²) và áp lực p (kg/cm²)

5. TÍNH SỨC CHỊU TẢI CHO MÔ HÌNH THỰC NGHIỆM BẰNG GIẢI TÍCH:

5.1. Xác định hệ số giảm tải qua nền Top-base mô hình

Từ công thức đã xây dựng được:

$$P' = \frac{P.R^2}{(R^2\sqrt{2} + \frac{3}{7}.tg30^0.2r.c + \frac{\sqrt{2}}{2}.tg30^0.R^2)} = \frac{P.R^2}{(1,8225R^2 + \frac{2\sqrt{3}}{7}r.c)}$$

$$\Rightarrow P' = \frac{P.45^2}{(1,8225.45^2 + \frac{2\sqrt{3}}{7}.5.25)} = 0,54.P$$

=> Hệ số giảm tải k = 0,54.

5.2. Xác định sức chịu tải của nền [1], [2], [4], [6]

Áp dụng công thức: $R^{tc} = \frac{m_1.m_2}{K^{tc}}(A.b.\gamma + B.D_f.\gamma^* + c.D)$

Nền cát bão hòa nước có góc ma sát trong $\varphi = 19,64^0$; trọng lượng riêng của cát $\gamma = 1,85$ g/cm³; trọng lượng riêng trung bình $\gamma^* = 2,2$ g/cm³

$$A = 0,5148$$

$$\Rightarrow B = 3,0591$$

$$D = 5,6572$$

Các hệ số: $m_1 = 1,4$; $m_2 = 1,2$; $k^{tc} = 1,1$

*** Đối với móng không có top-base**

$$R^{tc} = \frac{m_1.m_2}{K^{tc}}(A.b.\gamma + B.D_f.\gamma^* + c.D)$$

$$R^{tc} = \frac{1,4.1,2}{1,1}(0,5148.31.0,00085 + 3,0591.0.0 + 0,5,6572) = 0,02072kg / cm^2$$

*** Đối với móng top-base**

Bề rộng móng: $B_{qu} = B + 2Htg\varphi = 36 + 2.7,5.tg19,64^0 = 41,35(cm)$

$$R^{tc} = \frac{m_1.m_2}{K^{tc}}(A.B_{qu}.\gamma + B.D_f.\gamma^* + c.D)$$

$$R^{tc} = \frac{1,4.1,2}{1,1}(0,5148.41,35.0,00085 + 3,0591.7,5.0,0012 + 0,5,6572) = 0,06968kg / cm^2$$

*** Tỷ số sức chịu tải giữa móng top-base và móng không top-base**

$$\frac{(2)}{(1)} = \frac{0,06968kg / cm^2}{0,02072kg / cm^2} = 3,36$$

6. KẾT LUẬN

- Top-base là hệ thống các top-block đóng vai trò như móng trung gian tiếp nhận trực tiếp tải trọng từ móng công trình và phân phối lại cho nền;

- Mức độ chệch giảm tải trọng truyền xuống nền tăng theo hàm lũy thừa k^n , trong đó n là số lớp top-block.

- Vùng hoạt động ứng suất dưới móng có bố trí top-base phát triển sâu dần theo số lớp top-block, từ đó tận dụng được sức chịu tải của các lớp đất sâu bên dưới và vùng phụ tải chống phình trồi sâu hơn.

- Khi tiếp nhận tải trọng tác dụng từ công trình thì nền Top-base sẽ làm việc qua hai giai đoạn:

Giai đoạn 1: Nén chặt đá dăm làm phát sinh biến dạng dẻo sau đó tiêu tán năng lượng vào lớp đá dăm.

Giai đoạn 2: Khi tiếp tục tăng tải thì năng lượng sẽ được truyền cho nền tạo ra biến dạng dẫn đến nền được nén chặt dần.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Lê Quý An, Nguyễn Công Mẫn, Nguyễn Văn Qui - Cơ học đất, NXB. Đại học và Trung học chuyên nghiệp, Hà Nội, (1977), tr. 243.
2. Châu Ngọc Ẩn - Cơ học đất, NXB. ĐHQG-HCM, (2011), tr. 257-336.
3. Nguyễn Văn Thơ, Nguyễn Ngọc Phúc - Cơ học đất tập 1, NXB. Xây dựng, Hà Nội, (2013), tr. 92-112.
4. Trần Thị Thanh, Nguyễn Ngọc Phúc - Cơ học đất tập 2, NXB. Xây dựng, Hà Nội (2014), tr. 5-54.
5. Nguyễn Ngọc Phúc - Hiệu quả gia cường móng nông và quy trình tính toán sử dụng giải pháp Top-base, Tạp chí Kết cấu và công nghệ xây dựng, số 14/2014.
6. Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 9354:2012. Đất xây dựng - Phương pháp xác định môđun biến dạng tại hiện trường bằng tấm nén phẳng.
7. Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 9362:2012. Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình, Hà Nội, (2012), tr. 24.

NÚT VẬT LÝ TRONG QUÁ TRÌNH THI CÔNG KẾT CẤU BTCT - MỘT SỐ NGUYÊN NHÂN VÀ KINH NGHIỆM XỬ LÝ

PGS. TS. NGUYỄN VĂN HIỆP
Trường Đại học Giao thông vận tải

Tóm tắt: Thời gian gần đây với sự ứng dụng nhiều phần mềm tính toán tiên tiến, phản ánh đúng được sự làm việc của hệ kết cấu trên thực tế, sự mất an toàn trong hệ kết cấu do lỗi thiết kế, thi công gây nứt kết cấu hay hư hỏng các công trình quy mô lớn, cao tầng tương đối ít xảy ra.

Ngược lại, chúng ta vẫn còn chưa quan tâm đúng mực đến hiện tượng nứt vật lý (không hay chưa có lực tác dụng lên công trình) trong quá trình thiết kế lẫn thi công và giám sát kết cấu BTCT (cả khi xây, tô tường ngăn, tường bao che), làm công trình xuất hiện nhiều chủng loại vết nứt vật lý mà đại đa số, đều có thể ngăn ngừa từ đầu bằng những giải pháp khoa học, khả thi và không làm tăng đáng kể chi phí đầu tư xây dựng.

Một số nguyên nhân gây nứt vật lý và những kinh nghiệm ngăn ngừa từ đầu hay xử lý, được nêu trong báo cáo này. Vẫn còn nhiều nguyên nhân gây nứt và những giải pháp xử lý khác cần được tiếp tục phổ biến công khai để phòng, tránh từ đầu.

I- NÚT TRONG KẾT CẤU BTCT:

Có 2 dạng nguyên nhân chủ yếu:

1/ Nứt do cơ học: Có tải trọng tác dụng gây ra.

- Khe nứt xuất hiện có quy luật.
- Khe nứt dễ ăn sâu vào trong kết cấu.
- Khe nứt không xảy ra hàng loạt.
- Khe nứt không tự lấp lại theo thời gian mà nhiều khả năng ngày càng phát triển.
- Ảnh hưởng trực tiếp đến khả năng chịu lực, tuổi thọ của cấu kiện và kết cấu.
- Buộc phải sửa chữa, gia cố, khắc phục... triệt để.

Quan trọng là phải xác định được nguyên nhân (lún, lún lệch, nghiêng, võng, rung, thiếu thép, tiết diện không đủ, vật liệu không đạt cường độ...) mới có giải pháp xử lý phù hợp.

Đây không phải là chủ đề của báo cáo này.

2/ Nứt do vật lý: Xuất hiện cả khi có hay chưa có tải tác dụng.

- Hiếm khi có quy luật cụ thể (nên dễ phân biệt với vết nứt cơ học) – dạng “chân chim”.
- Thường không ăn sâu vào trong kết cấu; chủ yếu ở mặt ngoài.
- Hầu hết xuất hiện trong thời gian bê tông khô cứng.
- Ít phát triển theo thời gian.
- Ít ảnh hưởng đến khả năng chịu lực của cấu kiện và kết cấu.
- Xuất hiện hàng loạt trên bề mặt bê tông, gây “khó chịu”. Nếu nứt đại trà, phải có giải pháp sửa chữa căn cơ.

Là đối tượng của báo cáo này.

Nứt vật lý có thể xuất hiện ở kết cấu bê tông, BTCT, bê tông nhựa vừa trát và bài viết chỉ chú trọng đến kết cấu BTCT.

Những vết nứt vật lý đôi khi cũng xuất hiện với bề rộng lớn, nếu không xử lý kịp

KẾT CẤU VÀ CÔNG NGHỆ MỚI

thời khi phát hiện, theo thời gian, qua vết nứt, các tác nhân xâm thực trong môi trường, trong sản xuất sẽ có điều kiện dễ dàng để xâm nhập, tiếp cận được cốt thép hay những thành phần vật liệu trong cấu trúc của bê tông, dẫn đến giảm dần tuổi thọ công trình theo thời gian (gây bong, dộp, tách vữa...).

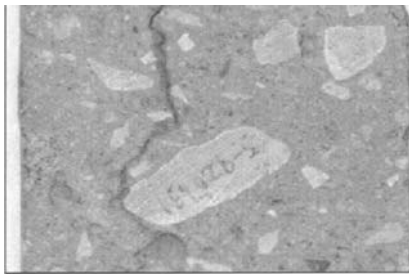
Báo cáo không đề cập đến việc nứt kết cấu bê tông do quá trình sử dụng gây ra (chất tải, hóa chất...).

II- NHỮNG NGUYÊN NHÂN GÂY RA CÁC VẾT NỨT VẬT LÝ:

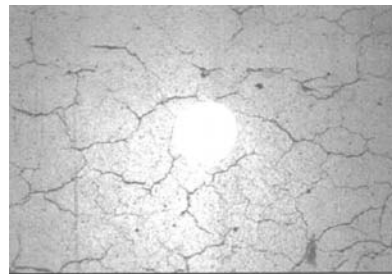
Có rất nhiều nguyên nhân, với các tác nhân khác nhau (độc lập hay đan xen) gây ra những vết nứt vật lý cho BTCT. Cụ thể:

1. Do quá trình cung cấp bê tông, nhất là bê tông thương phẩm (vật liệu, sử dụng các loại phụ gia, độ sụt không hợp lý...).
2. Do quá trình thi công bê tông (đổ, đầm, dưỡng hộ, tháo ván khuôn...).
3. Do bản thân cốt thép (tính chất, cấu tạo).
4. Do ảnh hưởng của thời tiết khi thi công.
5. Do tổ chức thi công (khối lớn, mặt bằng quá rộng hay cấu kiện hẹp và cao...).
6. Do tác nhân hóa học (khó kiểm tra từ đầu).

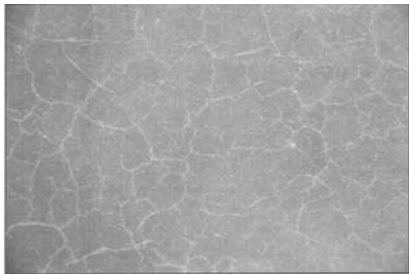
Một số hình ảnh tiêu biểu:



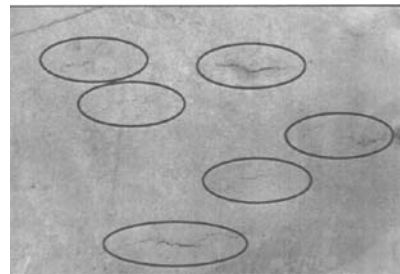
Nứt bề mặt bê tông trang trí



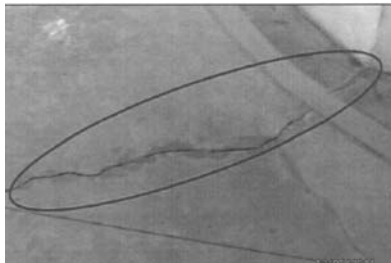
Nứt "chân chim" bề mặt BT khối lớn



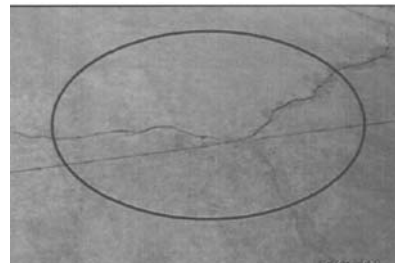
Các vết nứt co ngót < 0.2mm



Nứt rải rác do chất lượng BT



Nứt vết lớn, dài trên mặt sàn



Nứt vết lớn, dài trên mặt sàn do BT

Những nguyên nhân nêu trên đều có nhiều yếu tố ảnh hưởng – như đã nêu, lại rất dễ đan xen nhau. Do vậy, rất khó khẳng định nguyên nhân chính nếu không đủ năng lực và do đó sẽ khó đề xuất giải pháp xử lý hiệu quả, triệt để, khi các khe nứt vật lý xảy ra (và thường xảy ra hàng loạt). Đồng thời, nếu đã khó khẳng định nguyên nhân, sẽ dẫn đến rất khó quy trách nhiệm. Vấn đề quan trọng vẫn là ngăn ngừa từ đầu để kiểm soát được hạn chế tối đa những vết nứt vật lý này.

Nhìn chung, dễ thấy, ở tất cả các nguyên nhân đã phân tích (và có thể còn những nguyên nhân khác, ngoài sự hiểu biết của tác giả (nên chưa đề cập ở đây)), đều xuất phát từ quy luật chịu lực kéo kém của bản thân kết cấu bê tông.

Và cũng dễ thấy, sự xuất hiện khe nứt vật lý bắt đầu “rộ” lên, khi có sự xuất hiện:

- *Bê tông thương phẩm (bê tông tươi).*
- *Sử dụng phụ gia từ nhiều nguồn, cho nhiều mục đích.*
- *Cát xây dựng khan hiếm, không đạt module độ lớn, phải thay thế cát thô bằng đá xay nhuyễn mà ảnh hưởng trong quá trình đông cứng của bê tông chưa được thực nghiệm đầy đủ.*
- *Xi măng được nhiều đơn vị sản xuất, tính năng chưa được công bố đầy đủ để đảm bảo phục vụ tốt cho từng dạng công trình cụ thể mà không xảy ra phản ứng bất lợi.*

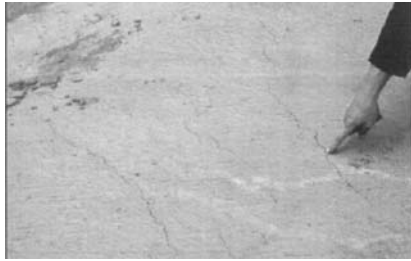
Khi nắm rõ nguyên nhân mới có thể có biện pháp ngăn ngừa từ đầu (là chủ yếu).

Hay khi thiết kế, cung cấp vật liệu thi công, có thể chọn được những giải pháp khắc phục có hiệu quả sự xuất hiện khe nứt vật lý từ đầu.

Ở mỗi công trình, mỗi nhà cung cấp bê tông, mỗi thời điểm thi công sản phẩm bê tông đều có thể có những đặc điểm riêng nên thực tế, các nhà tư vấn QLDA, tư vấn thiết kế, tư vấn giám sát, đặc biệt là nhà thầu và đơn vị cung cấp bê tông, xi măng, vữa xây... phải nắm bắt kỹ thuật, đủ năng lực và trách nhiệm cao với nghề nghiệp, với sản phẩm, mới có thể ngăn ngừa hiệu quả, ngăn ngừa tối đa các khe nứt vật lý này.

Cũng do mức độ quan trọng của hiện tượng nứt vật lý, trong quá trình thi công kết cấu BTCT nói riêng và rất nhiều nội dung kỹ thuật khác nói chung cần đặt “chuẩn” từ đầu ở các công trình xây dựng, để buộc phải đảm bảo trước khi triển khai. NĐ 15/2013/NĐ-CP ngày 06/02/2013 có quy định tư vấn thiết kế phải lập “chỉ dẫn kỹ thuật” ngay từ hồ sơ thiết kế, cũng nhằm mục đích đó.

Rất tiếc là sau các hội thảo về chỉ dẫn kỹ thuật được BXD tổ chức trong năm 2013 tại 3 thành phố lớn, các văn bản hướng dẫn “để thực hiện, thực hiện thống nhất”, vẫn chưa ban hành. Ở nhiều hồ sơ thiết kế, chỉ dẫn kỹ thuật vẫn lập rất sơ sài, chung chung, giống nhau cho tất cả những loại công trình, thậm chí “quên” lập. Và các hội nghề nghiệp thì... đứng ngoài!



Nhiều vết nứt < 0.1mm, đều khắp



Nứt do dưỡng hộ không đạt



Nứt "chân chim" tập trung



Nứt rãnh sâu BT khối lớn, thiếu thép cấu tạo

III- KINH NGHIỆM XỬ LÝ CÁC VẾT NỨT:

Như đã trình bày, vấn đề quan trọng của tất cả các đối tượng tham gia, là phải có những giải pháp ngăn ngừa từ đầu. Những giải pháp đó, gồm cả việc tự thân phải hiểu để có những giải pháp ngăn chặn từ đầu sự xuất hiện khe nứt trong kết cấu BTCT thực tế; không thể chờ các cơ quan QLNN ban hành những quy định chi tiết, bắt buộc... vì những nội dung quá phong phú, phức tạp của các vết nứt vật lý trong kết cấu bê tông. Đây phải xem là công việc của cả hội nghề nghiệp, tránh quan điểm "bao cấp" về quản lý chất lượng công trình xây dựng nói chung và chất lượng bê tông, vật liệu xây dựng nói riêng.

1/ Ngăn ngừa từ đầu:

a) Chủ đầu tư buộc tư vấn thiết kế phải lập chỉ dẫn kỹ thuật và hồ sơ này phải đảm bảo những nội dung đầy đủ, đúng quy định. Việc nghiệm thu chỉ dẫn kỹ thuật của chủ đầu tư không làm thay thế trách nhiệm của tư vấn thiết kế về sau (vì chủ đầu tư là người đi thuê, có thể không am hiểu). Do vậy, năng lực của tư vấn thiết kế rất quan trọng.

b) Tư vấn thiết kế: Tiếc rằng đến thời điểm hiện nay, nhiều tư vấn, kể cả tư vấn nước ngoài, đều nộp chỉ dẫn kỹ thuật cho chủ đầu tư từ 1 file lập sẵn, giống nhau cho tất cả các công trình. File chứa cả những thông tin riêng mà công trình cần lập chỉ dẫn kỹ thuật không cần, không sử dụng! Cũng có thể là tư vấn không đủ năng lực. Sự lơ là ngay từ đầu là yếu tố góp phần gây nên nhưng bất cập về sau.

Chỉ dẫn kỹ thuật: Phải nêu rõ cho vật liệu bê tông. Nhắc lại là co ngót làm giảm thể tích bê tông trong quá trình khô cứng ban đầu; co ngót liên quan đến hiện tượng thủy hóa xi măng, đặc biệt khi có sử dụng các loại phụ gia và sự bốc hơi dẫn của lượng nước thừa trong bê tông. Đây là hiện tượng không có lợi, cần tránh. Để giảm những ảnh hưởng do co ngót, cần lưu ý co ngót sẽ tăng khi:

- Môi trường khô, hanh; nước thừa bốc hơi nhanh.
- Lượng xi măng dùng nhiều (bê tông tươi không phạm!).

- Xi măng có hoạt tính cao (như đã nêu).
- Tỷ lệ N/X cao: cần thí nghiệm cấp phối thường xuyên đối với nguồn vật liệu cung cấp, đặc biệt khi thay đổi nguồn.
- Cường độ bê tông càng cao.
- Bê tông cần đông cứng nhanh.
- Cốt liệu cát quá mịn (quy định cát dùng trong bê tông phải có module độ lớn tối thiểu 2.5 hiện khó tìm – thay bằng đá xay!). Nếu xay đá, phải có biện pháp loại bỏ những hạt quá mịn, đều mờ thực tế ít làm.
- Sử dụng các chất phụ gia để tăng cường độ mà giảm được xi măng, khô cứng nhanh (trừ phụ gia tương nở).

c) *Với nhà thầu:* Phải nghiên cứu hồ sơ mời thầu để lập được biện pháp thi công khoa học từ đầu, cho riêng phần hạn chế vết nứt do co ngót:

- Phân đợt đổ bê tông với mạch ngừng hợp lý.
- Biện pháp thi công khối lớn (nước đá bào, ống dẫn nước lạnh luôn trong kết cấu).
- Đặt các tấm water stop đối với bê tông có kết cấu mảnh, cao, dài.
- Chiều dày lớp bê tông bảo vệ (quá ít, quá dày đều gây nứt).
- Đặt thép cấu tạo chống co ngót (bổ sung thiết kế nếu cần).
- Độ bám dính của thép (quá ít do thép dờ; quá nhiều do thép cường độ cao...).
- Biện pháp đổ, đầm bê tông, tránh phân tầng.
- Dưỡng hộ thể nào khi bê tông bắt đầu khô cứng (xoa lại, giữ ẩm...).
- Xử lý khi thời tiết thay đổi (nắng gắt, mưa rào...).

Quy trình kỹ thuật cho việc phân loại và xử lý khe nứt vật lý đã có nên chi tiết ở [1], [2].

- Nhà thầu buộc chủ đầu tư cung cấp chỉ dẫn kỹ thuật.

Nếu chỉ dẫn kỹ thuật không rõ ràng, đề nghị làm rõ, nhất là nội dung về vật liệu xây dựng và biện pháp thi công. Do đó bản thân nhà thầu phải đủ năng lực đánh giá.

d) *Các đơn vị cung cấp vật tư:* Lưu ý nhất là nguyên liệu cho bê tông (cát, đá, XM, nước) phải có những giải pháp thỏa đáng, hiệu quả, có trách nhiệm đối với sản phẩm mình cung cấp như:

- Thí nghiệm cấp phối thường xuyên, nhất là khi thay đổi “nguồn” vật liệu cung cấp, cho những độ sụt, tỷ lệ N/X khác nhau.
- Đặc biệt quan tâm khi đơn vị cung cấp bê tông cần sự hỗ trợ từ những nhà cung ứng khác cho hợp đồng bê tông thương phẩm lớn, thời gian ngắn. Rất hay gặp trên thực tế mà chất lượng, thành phần bê tông, sử dụng phụ gia... của các sản phẩm là không giống nhau.
- Phải hiểu rõ tính chất từng loại phụ gia và ảnh hưởng của phụ gia lên sản phẩm. Đặc biệt khi thay đổi “nguồn” cung cấp phụ gia phải có những thí nghiệm cần thiết để khẳng định sự tương thích.
- Phải tự làm (hay hướng dẫn nhà thầu) thực hiện việc dưỡng hộ bê tông đúng chuẩn, trong khoảng 4-8h đầu khi bê tông đổ xong.
- Phải hiểu rõ chủng loại XM sử dụng cho bê tông.

Đây là những yếu tố quan trọng, ảnh hưởng đến sự xuất hiện vết nứt vật lý cho bê tông trong thời gian khô cứng ban đầu

KẾT CẤU VÀ CÔNG NGHỆ MỚI

– không chỉ đảm bảo về cường độ và độ sụt như thông thường vẫn thực hiện.

Với xi măng, phải dùng loại xi măng ít tỏa nhiệt.

Không dùng loại xi măng có K, Ca cao, dễ khả năng tạo kiềm.

Không dùng loại cát có Silic hoạt tính cao.

Xi măng có K, Ca cao, dễ dẫn đến sự xuất hiện những khe nứt dài, dọc theo phía kết cấu có ứng suất kém. Riêng khe nứt vật lý này có quy luật, thường xuất hiện vào ngày tuần sau khi đổ bê tông.

Đối với các nhà cung cấp bê tông thương phẩm: Khi sử dụng đá xay nhuyễn thay cho cát, cần loại bỏ phần hạt mịn, để đảm bảo tăng được module độ lớn và phải tiến hành đủ những thí nghiệm cần thiết về co ngót khô để đảm bảo chất lượng bê tông thương phẩm.

Theo kết quả nghiên cứu [6], tỉ lệ N/X ảnh hưởng rất quan trọng lên co ngót khô của bê tông khi đông rắn và cả đến tuổi thọ của bê tông. Cụ thể:

Thời gian sử dụng	Cường độ thiết kế (N/mm ²)	Tỷ lệ nước trên xi măng tương ứng
Ngắn hạn (30 năm)	18	62-65
Bình thường (65 năm)	24	50-54
Dài hạn (100 năm)	30	45-48
Đặc biệt dài hạn (200 năm)	36	41-44

Nguồn: JASS 5, khi xét yếu tố gây rỉ cốt thép là sự trung hòa hóa bê tông).

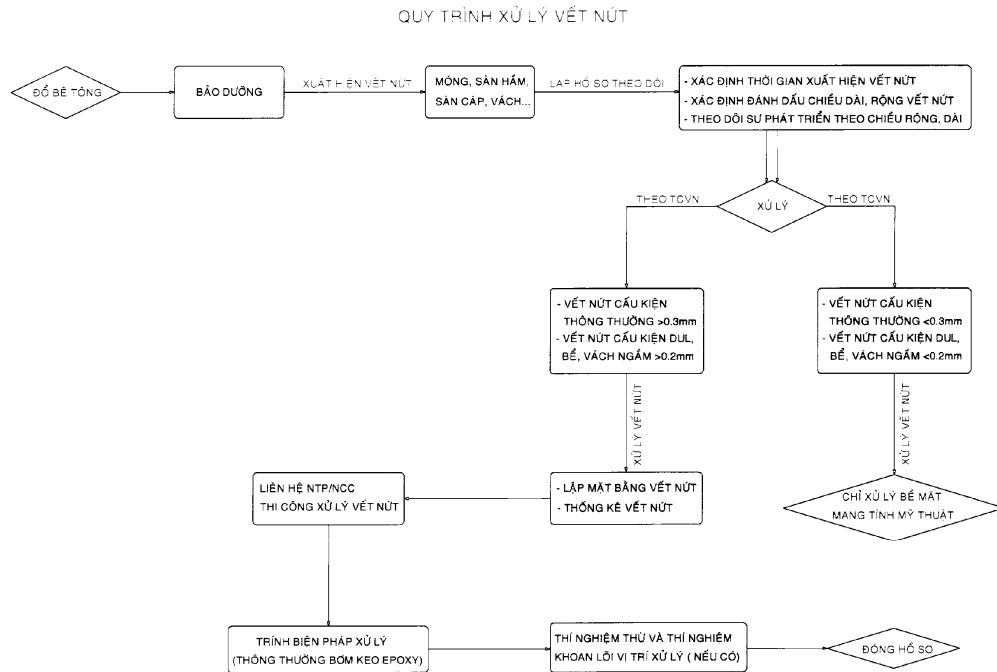
Đồng thời có thể chống nứt bằng cách trộn URÊ vào bê tông vì URÊ sẽ giảm tiến độ trung hòa hóa, giảm nứt cho bê tông cả với co ngót nhiệt và co ngót khô. Đây cũng là 1 bí mật nghề nghiệp.

e) Tư vấn quản lý dự án (và giám sát): Kiểm tra lại sự đầy đủ, cần thiết của chỉ dẫn kỹ thuật. Cần thì phải bổ sung.

Tổ chức quản lý đảm bảo chất lượng như mong muốn: nguồn cung vật liệu (độ sụt, chứng chỉ xuất xưởng; các cam kết khác khi cung cấp...) năng lực nhà thầu, tổ chức triển khai (cả khi đổ bê tông và dưỡng hộ sau đó).

QUY TRÌNH BẢO DƯỠNG TỰ NHIÊN – TCXDVN 391-2007 (TCVN 8828-2011)

Bảo dưỡng ban đầu		Bảo dưỡng tiếp theo				
01.	Quá trình giữ cho bê tông không bị bốc hơi nước vào trong không khí khi chưa thể tưới nước giữ ẩm trực tiếp lên mặt bê tông	quá trình giữ ẩm để hạn chế bê tông bốc hơi nước vào không khí, tính từ khi bắt đầu tưới nước lên mặt bê tông tới khi ngừng quá trình bảo dưỡng ẩm tự nhiên.				
02. Yêu cầu thời gian	Vùng a : 5G->8G Vùng b&c: 2.5G->5G	Vùng khí hậu bảo dưỡng ẩm bê tông	Tên mùa	Từ tháng đến hết tháng	T ^{ct} _{BD} Ngày đêm	
		Vùng A	Mùa hè Mùa đông	4-9 10-3	3 (tháng 4-9) 4 (tháng 10-3)	
		Vùng B	Mùa khô Mùa mưa	2-7 8-1	4 (tháng 2-7) 2 (tháng 8-1)	
		Vùng C	Mùa khô Mùa mưa	12-4 5-11	6 (tháng 12-4) 1 (tháng 5-11)	
03. Yêu cầu đường bộ		Mức giá trị quy định không dưới				
			R th _{BD} %R ₂₈			
		Vùng A	Mùa hè Mùa đông	50-55 40-50	Từ Thanh Hóa trở ra	
		Vùng B	Mùa khô Mùa mưa	55-60 35-40	Từ Thanh Hóa tới khu vực Nam Trung Bộ	
Vùng C	Mùa khô Mùa mưa	70 30	Tây Nguyên và Nam Bộ (Phan Thiết)			
04. Nội dung	<ul style="list-style-type: none"> - Cần phủ ngay bề mặt hồ bằng các vật liệu đã được làm ẩm, không tưới nước trực tiếp lên bề mặt bê tông để tránh cho bê tông bị hư hại bề mặt. - Có thể tưới nhẹ nước lên mặt vật liệu phủ ẩm, có thể phủ bê tông bằng nilon, vải bạt hoặc phun chất tạo màng ngăn nước bốc hơi. - Khi dùng chất tạo màng trên bề mặt thì việc tiến hành phun được thực hiện theo chỉ dẫn của nhà sản xuất tạo màng. - Có thể dùng thiết bị phun sương để phun nước thành sương trực tiếp lên bề mặt bê tông mà không cần phủ mặt bê tông. - Giai đoạn bảo dưỡng ban đầu là nhất thiết phải có khi thi công trong điều kiện bị mất nước nhanh (như gặp trời nắng gắt, khí hậu khô nóng, khí hậu có gió Lào). 	- Cần tưới nước giữ ẩm liên tục mọi bề mặt hồ của bê tông cho tới khi ngừng quá trình bảo dưỡng				



2/ Khắc phục các vết nứt vật lý:

Nếu do khách quan hay chủ quan, kết cấu BTCT vẫn xảy ra những vết nứt vật lý, giải pháp khắc phục luôn là tốn kém, dễ chấp vá, không xử lý trọn vẹn được và ảnh hưởng nhất định đến uy tín của các cá nhân, đơn vị liên quan, đến cả uy tín ngành.

Nếu vết nứt cơ học sau khi chỉ rõ nguyên nhân, phải có giải pháp khắc phục những yếu tố ảnh hưởng đến khả năng chịu lực, mới tiến hành khắc phục các vết nứt, thì ở vết nứt vật lý có thể tiến hành ngay sau khi bê tông đã đạt cường độ thi công.

Tất cả các vết nứt (cơ học, vật lý) nếu xác định đúng nguyên nhân, khắc phục đúng những thiếu sót thì việc sửa chữa các vết nứt thường có hiệu quả lâu dài và không ảnh hưởng đáng kể đến tuổi thọ công trình.

- **Vết nứt ≤ 0.1 mm** (mắt thường khó nhìn thấy): dùng máy cắt hay đục để phá bỏ lớp bê tông dọc vết nứt, theo rãnh V suốt

chiều sâu và xảm lại bằng vữa có phụ gia để đạt cường độ bê tông tương đương.

- **Vết nứt > 0.1 mm** (mắt thường nhìn thấy): Nên bơm keo epoxy (bơm xylanh) loại thẩm thấu sâu, áp lực thấp theo các sản phẩm công nghệ từ nhiều nước Nhật, Hàn Quốc, Đài Loan, Trung Quốc,... Cần tuân thủ chặt chẽ quy trình khi thực hiện. Trường hợp vết nứt rộng hơn 0.5mm, phải phun vữa Epoxy cao áp.

Trong mọi trường hợp, phải đục bỏ lớp vữa tô, trét, làm sạch mặt, trước khi tiến hành.

3/ Một số kinh nghiệm cụ thể:

- Không nên rắc xi măng khô để hấp thụ nước đọng ở mặt bê tông khi khô cứng.

- Xoa lại bề mặt bê tông (sàn, sân) khi bê tông bắt đầu đông cứng (khoảng 2-3h sau khi đổ bê tông), để những ứng suất kéo do bê tông co ngót đang mạnh nha, bị phá hủy.

- Hạn chế đổ bê tông vào thời tiết nắng, khô, nóng trong ngày; ưu tiên đổ đêm.

- Làm mái che chắn nắng, đối với những mẻ đổ quan trọng

- Khi trám vết nứt co ngót, vết nứt rộng: không quá 0.5mm: trám bằng bơm xi lanh Epoxy áp lực thấp.

từ 0.5m: trám bằng bơm Epoxy áp lực cao.

- Đối với sàn diện tích lớn, có thể cắt bằng bay, khi bê tông đổ xong khoảng 1-2h đầu; rãnh sâu $\leq \frac{1}{4}$ chiều dày bản; cách khoảng (25-30) chiều dày bản. Tuy nhiên, nếu sàn có yêu cầu cao về thẩm mỹ, không thể thực hiện được giải pháp này.

IV- KẾT LUẬN:

- Vấn đề nứt vật lý của kết cấu BTCT rất đa dạng và có ảnh hưởng từ nhiều yếu tố, nhiều nguồn quan trọng nhất vẫn là khâu cung ứng vật liệu và thi công.

- Để ngăn ngừa từ đầu phải có sự thể hiện trách nhiệm và ý thức cao từ tất cả các phía, theo những quy trình riêng (khi sản xuất, cung ứng; khi thi công) mà nội dung đảm bảo kỹ thuật phải được ghi rõ trong hợp đồng. Nếu thực hiện tự phát, thậm chí thiếu trách nhiệm như hiện nay, dần dà trở thành vấn đề bức xúc, ảnh hưởng tiêu cực đến việc đánh giá năng lực của ngành xây dựng nói chung – rất hạn chế cho hội nhập, cho đấu thầu nước ngoài, cho đấu thầu quốc tế tại Việt Nam và dần dà, đất nước sẽ không có những nhà thiết kế, nhà quản lý nhà thầu, nhà cung ứng vật liệu có uy tín cao.

- BXD cần khẩn trương ban hành những nội dung chính của các chỉ dẫn kỹ thuật cho các loại công trình, phù hợp thông lệ quốc tế, như NĐ 15/2013/NĐ-CP đã quy định.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1- TCVN 9345-2012 (TCXDVN 313-2004) – Kết cấu bê tông và BTCT – Hướng dẫn kỹ thuật phòng chống nứt dưới tác động của khí hậu nóng, ẩm.

2- TCVN 8828-2011-Bê tông – Yêu cầu bảo dưỡng ẩm tự nhiên.

3- TCVN 5574-2012 – Kết cấu BTCT – Tiêu chuẩn thiết kế.

4- Kết cấu BTCT – Tập 1 – Phần cấu kiện cơ bản – Phan Quang Minh, Ngô Thế Phong, Nguyễn Đình Cống – NXB KHKT-2011.

5- www.tinhte.vn/threads/: Chế tạo thành công bê tông có khả năng tự phục hồi vết nứt với giá thành thấp (Rhode Island-USA 2013).

6- Shimizu – Báo cáo chuyên đề 2 – tháng 9/2013 – ĐH Bách khoa TP.HCM.

MỘT SỐ KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU CÁC CHỈ TIÊU CƠ LÝ BAN ĐẦU CỦA BÊ TÔNG ĐẦM LẤN (RCC)

GS.TS Vũ Thanh Te

Trường Đại học Thủy Lợi

NCS Nguyễn Quốc Toàn

Kiểm toán nhà nước khu vực 4

1. Giới thiệu chung

Lịch sử phát triển kỹ thuật xây dựng đập RCC chưa lâu, nhưng ứng dụng thực tế đã thể hiện đầy đủ ưu điểm thi công tốc độ nhanh và giá thành thấp. RCC ngoài việc dùng vào xây dựng các đập bê tông trọng lực ra đã phát triển ứng dụng vào nhiều lĩnh vực như nền móng các công trình lớn, đường giao thông v.v., gần đây trên thế giới còn dùng vào việc gia cố hạ lưu của các đập đất đá loại nhỏ bảo đảm an toàn chống lũ. Nước ta hơn 10 năm gần đây đã sử dụng RCC trong xây dựng hàng chục đập bê tông trọng lực của các công trình thủy lợi, thủy điện và đã chứng minh được tính ưu việt của RCC. Tuy vậy, RCC cũng mới chỉ được nghiên cứu và áp dụng khoảng trên 30 năm, bản thân nó còn tồn tại một số vấn đề cần nghiên cứu giải quyết như:

- Vấn đề diễn biến nhiệt và ứng suất nhiệt của RCC, thấm và liên kết mặt lớp..

Các tồn tại này liên quan chặt chẽ với các chỉ tiêu cơ lý ban đầu của RCC, nếu nghiên cứu làm sáng tỏ được các diễn biến của các chỉ tiêu cơ lý ban đầu sẽ giúp chúng ta tìm ra những giải pháp nhằm hạn chế những tồn tại trên.

2. Vật liệu và Phương pháp nghiên cứu

2.1. Vật liệu dùng trong nghiên cứu

a. Xi măng Fico PCB40: Các chỉ tiêu chất lượng của xi măng PCB40 Fico thỏa mãn tiêu chuẩn TCVN 2682:2009.

b. Phụ gia khoáng: Phụ gia khoáng đảm bảo yêu cầu kỹ thuật để sử dụng cho bê tông RCC

c. Nước: Nước trộn lấy tại phòng thí nghiệm và nước trộn bê tông thỏa mãn tiêu chuẩn TCXDVN 302 : 2004 "nước trộn bê tông và vữa - yêu cầu kỹ thuật".

d. Cốt liệu

Cát: Để tài sử dụng cát vàng. Tiến hành kiểm tra các tính chất của cốt liệu nhỏ theo quy định của tiêu chuẩn TCVN 7572:2006 và ASTM C29:2003. Các chỉ tiêu cơ lý của cốt liệu nhỏ thỏa mãn tiêu chuẩn TCVN 7572:2006 và ASTM C29:2003

Đá dăm: Đường kính hạt từ 0 – 4,75 mm, 4,75 – 19 mm, 19 - 50 mm

Để tài tiến hành kiểm tra các tính chất của cốt liệu lớn theo tiêu chuẩn TCVN 7570:2006. Đá dăm hỗn hợp 5-40 mm, 5-60 mm có thành phần hạt đạt tiêu chuẩn dùng cho bê tông thủy công theo 14TCN 70-2002 "Đá dăm, sỏi và sỏi dăm dùng cho bê tông thủy công – Yêu cầu kỹ thuật".

e. Phụ gia ninh kết chậm Plastiment 96

Công trình sử dụng phụ gia giảm nước và kéo dài thời gian ninh kết cho bê tông PLASTIMENT 96. Phụ gia có gốc hỗn hợp lignosulfonat và khối lượng thể tích: 1.16 – 1.18 kg/lít. Phù hợp với tiêu chuẩn ASTM C494 loại D và liều lượng khuyến cáo sử dụng: 0.20 – 1.00 lít/ 100 kg xi măng (tùy theo loại và hiệu xi măng), liều lượng sử dụng điển hình: 0.35 – 0.50 lít/100 kg xi măng.

2.2. Phương pháp nghiên cứu

Cấp phối tối ưu của RCC được xác định bằng phương pháp quy hoạch thực nghiệm

Bảng 2.1. Cấp phối RCC tối ưu không phụ gia chậm ninh kết

Tỷ lệ	Tỷ lệ	Khối lượng vật liệu (kg) dùng cho 1m ³ bê tông				
PGK/CKD	N/CKD	XM	PGK	Cát	Đá	Nước
0,60	0,552	75	115	804	1392	112

Bảng 2.2. Cấp phối RCC tối ưu có phụ gia chậm ninh kết

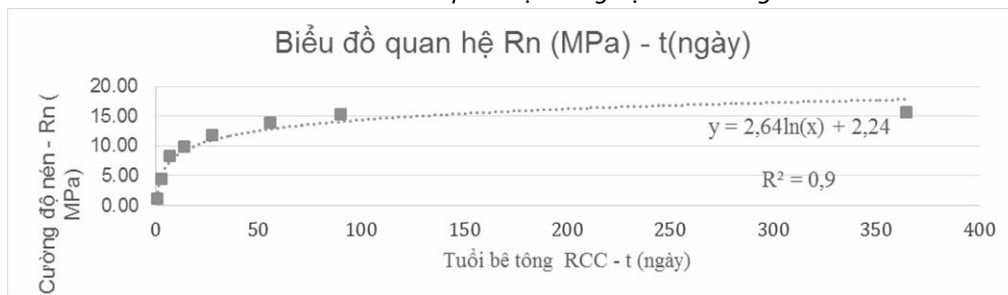
Tên CP	Khối lượng vật liệu (kg) dùng cho 1m ³ bê tông					
	XM	PGK	Cát	Đá	Nước	PG
CPTƯ	75	115	804	1392	110	3,4

-Tiến hành thí nghiệm đúc mẫu cấp phối tối ưu để nghiên cứu diễn biến cường độ nén, kéo và co ngót của bê tông RCC các tuổi ban đầu.

3. Kết quả nghiên cứu

3.1. Diễn biến quá trình phát triển cường độ nén của RCC

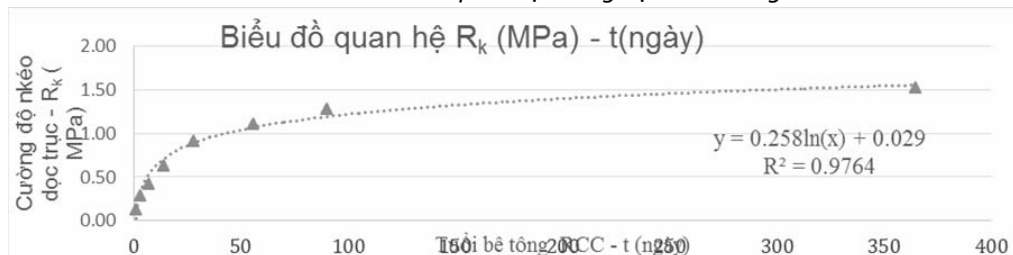
Hình 3.1 Biểu đồ quan hệ cường độ nén - thời gian t



Từ diễn biến quá trình phát triển cường độ nén (Rn) của RCC đã nêu ở trên ta thấy trong giai đoạn đầu Rn của RCC phát triển rất nhanh. Với $\Delta T = 1$ (ngày), Rn của RCC tăng từ 10 – 30 % tùy từng tuổi ngày và tùy từng cấp phối, mức độ tăng của Rn của RCC giảm dần và tỷ lệ nghịch với của tuổi của RCC

3.2. Diễn biến quá trình phát triển cường độ kéo của RCC.

Hình 3.2. Biểu đồ quan hệ cường độ kéo – thời gian t



Từ diễn biến quá trình phát triển cường độ kéo (Rk) của RCC đã nêu ở trên ta thấy trong giai đoạn đầu Rk của RCC phát triển rất nhanh. Với $\Delta T = 1$ (ngày), Rk của RCC tăng từ 10 – 50 % tùy từng tuổi ngày và tùy từng cấp phối, mức độ tăng của Rn của RCC giảm dần và tỷ lệ nghịch với của tuổi của RCC

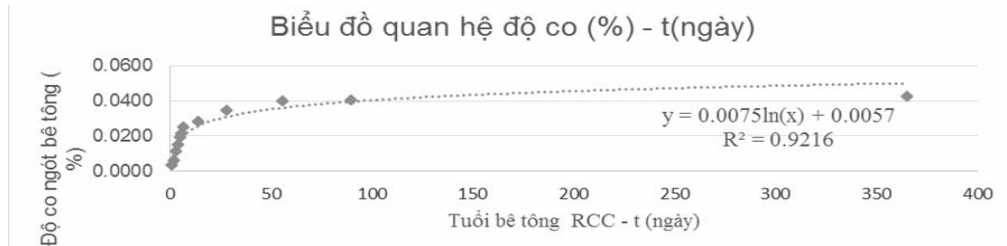
3.3. Diễn biến quá trình phát triển biến dạng co ngót của RCC

Biến dạng co ngót trong bê tông nói chung và RCC nói riêng có 2 loại:

+ BDCN do nhiệt: Cũng như các loại vật liệu khác RCC cũng có hiện tượng co giãn do nhiệt. Sự tỏa nhiệt trong quá trình thủy hóa của xi măng, hiện tượng bức xạ nhiệt mặt trời, sự tỏa nhiệt ra môi trường... làm thay đổi nhiệt độ trong RCC gây nên BDCN do nhiệt của RCC;

+ BDCN thuần túy: Do sự bay hơi, mất nước trong quá trình đông kết của RCC làm giảm thể tích gây nên BDCN của RCC...

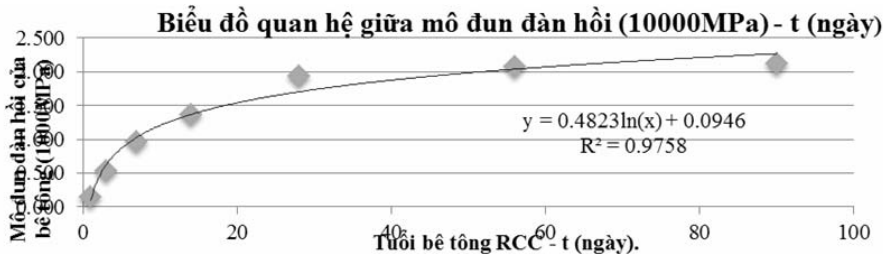
Hình 3.3. Biểu đồ quan hệ BDCN – thời gian t



Diễn biến quá trình phát triển BDCN của RCC, trong giai đoạn đầu BDCN của RCC phát triển rất nhanh. Với $\Delta T = 1$ (ngày), BDCN của

RCC tăng từ 10 – 100 % tùy từng tuổi ngày và tùy từng cấp phối, mức độ tăng BDCN của RCC giảm dần và tỷ lệ nghịch với của tuổi của RCC

3.4. Diễn biến mô đun đàn hồi - thời gian t



4. Kết luận và kiến nghị

RCC dùng ít xi măng vì thế các chỉ tiêu cơ lý ban đầu như cường độ chịu nén và cường độ chịu kéo thấp hơn bê tông thường . Giá trị mô đun đàn hồi tương đồng với bê tông thường có cùng cường độ chịu nén, tỷ lệ mô đun đàn hồi-cường độ nén tương tự như bê tông thường. Biến dạng co ngót nhỏ hơn so với bê tông thường vì hàm lượng cốt liệu cao hơn. Những kết quả nghiên cứu trên giúp cho ta xác định được tốc độ thi công hợp lý nhằm nâng cao tính ưu việt về tốc độ thi công RCC.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. ACI211.3R-2002
2. Vũ Thanh Te, năm 2008, Thi công bê tông đầm lăn, nxb Xây dựng.

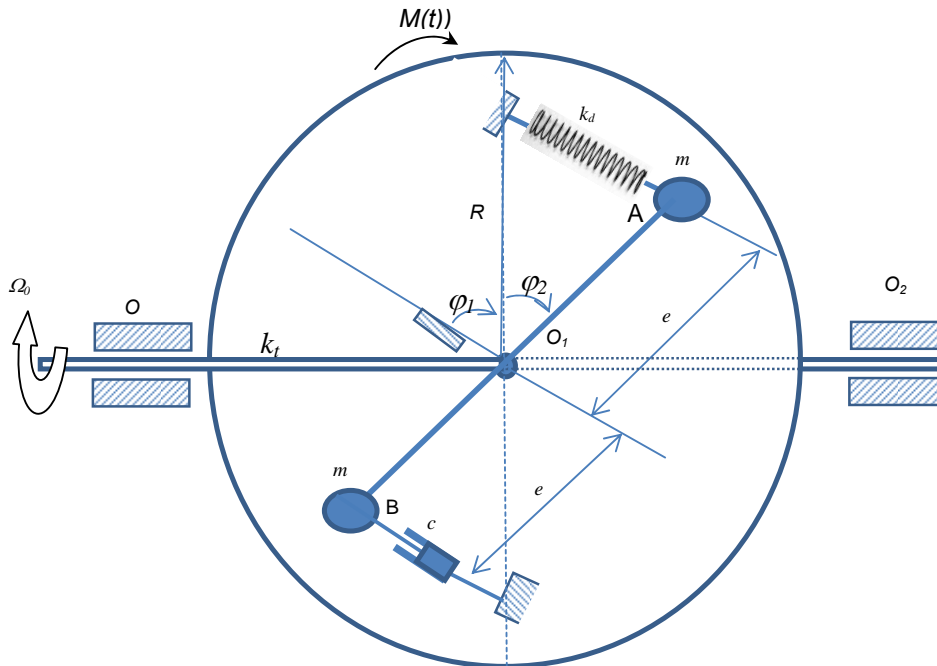
NGHIÊN CỨU TÌM THAM SỐ TỐI ƯU GIẢM DAO ĐỘNG XOẺN CHO TRỤC MÁY THEO PHƯƠNG PHÁP CÂN BẰNG CỰC

PGS. TS Khổng Doãn Điện, TS. Nguyễn Duy Chinh
ThS. Vũ Xuân Trường, Hồ Ngọc Cường
Trường Đại học Sư phạm kỹ thuật Hưng Yên

Tóm tắt: Trong quá trình làm việc dưới tác động của ngoại lực, trong máy móc sẽ phát sinh những dao động không mong muốn. Những dao động này ảnh hưởng xấu đến điều kiện làm việc và làm giảm độ bền của các chi tiết, cũng như bộ phận của máy. Thông thường để giảm dao động có hại, người ta có thể tăng độ cứng vững của kết cấu hoặc khử nguyên nhân gây ra dao động. Trong các nghiên cứu [5], [6] các tác giả đã tìm tham số tối ưu của bộ TMD để giảm dao động xoắn cho trục máy. Tuy nhiên, việc tìm tham số tối ưu nghiệm giải tích gặp khó khăn, nên các tác giả đã sử dụng phương pháp số. Trong bài báo này, các tác giả tiếp tục nghiên cứu tìm nghiệm giải tích xác định tham số tối ưu để giảm dao động xoắn cho trục máy theo phương pháp cân bằng cực theo các tài liệu [1], [2], [3], [4].

I. PHƯƠNG TRÌNH VI PHÂN DAO ĐỘNG XOẺN CỦA TRỤC MÁY CÓ LẮP BỘ HẤP THỤ DAO ĐỘNG TMD.

1. Mô hình tính toán dao động xoắn của trục máy có gắn bộ hấp thụ dao động.



Hình 1. Sơ đồ dao động của trục máy có lắp bộ hấp thụ dao động TMD

Hình (1) biểu diễn sơ đồ dao động của trục máy có mang đĩa tròn khối lượng M . Trục máy coi như một trục đàn hồi có độ cứng của trục coi như một lò xo xoắn có độ cứng kt . Trục máy được truyền lực tại O quay với vận tốc góc Ω_0 , do tính đàn hồi của đoạn trục OO_1 nên đĩa không quay đồng trục với vận tốc góc Ω_0 mà sẽ dao động quanh Ω_0 với góc lệch θ . Để giảm được góc lệch dao động xoắn θ cho trục, nghĩa là đĩa cũng quay đều cùng vận tốc góc Ω_0 , ta lắp vào hệ một bộ hấp thụ dao động dạng con lắc có khối lượng $2m$, có chiều dài $2e$, liên kết với đĩa bằng một lò xo có độ cứng k_d và bộ cản nhớt tiêu tán năng lượng cho hệ có hệ số cản c .

2. Phương trình vi phân chuyển động của trục máy có lắp bộ hấp thụ dao động.

2.1. Động năng:

Cơ hệ có 2 bậc tự do ta chọn φ_1, φ_2 là tọa độ suy rộng của cơ hệ. Trong đó: φ_1 là dịch chuyển góc quay tuyệt đối của đĩa tròn. φ_2 là dịch chuyển góc quay của bộ TMD tương đối so với đĩa tròn. Ta có động năng của hệ:

$$T_m = me^2 (\dot{\varphi}_1 + \dot{\varphi}_2)^2 + \frac{1}{4} MR^2 \dot{\varphi}_1^2 \quad (1)$$

2.2. Thế năng của cơ hệ.

$$\Pi_t = \frac{1}{2} K_t [\varphi_1 - \varphi_0]^2 + \frac{1}{2} K_d (e\varphi_2)^2 \quad (2)$$

2.3. Hàm hao tán.

Năng lượng dao động có hại của trục máy bị tiêu tán bởi các bộ cản nhớt được lắp vào bộ hấp thụ dao động:

$$\Phi = \frac{1}{2} C \left[e\dot{\varphi}_2 \right]^2 \quad (3)$$

2.4. Lực hoạt suy rộng.

Lực hoạt suy rộng ứng với tọa độ suy rộng φ_1

$$Q_{\varphi_1}^* = M(t) \quad (4)$$

Lực hoạt suy rộng ứng với tọa độ suy rộng φ_2

$$Q_{\varphi_2}^* = 0 \quad (5)$$

2.5. Phương trình vi phân chuyển động.

Thay (1, 2, 3, 4, 5) vào phương trình Lagrăng II ta có phương trình vi phân chuyển động của cơ hệ:

$$(2me^2 + \frac{1}{2} MR^2) \ddot{\varphi}_1 + 2me^2 \ddot{\varphi}_2 = M(t) - K_t [\varphi_1 - \varphi_0] \quad (6)$$

$$2m\ddot{\varphi}_1 + 2m\ddot{\varphi}_2 = -C\dot{\varphi}_2 - K_d\varphi_2 \quad (7)$$

Xét trường hợp trục máy tại O quay với vận tốc góc Ω_0 không đổi, ta có:

$$\begin{cases} \varphi_0 = \Omega_0 t + \varphi_{obd} \\ \varphi_1 - \varphi_0 = \theta \\ \ddots \quad \ddots \\ \varphi_1 = \theta \end{cases} \quad (8)$$

Thay (8) vào (6, 7), ta có:

$$(2me^2 + \frac{1}{2}MR^2)\ddot{\theta} + 2me^2\ddot{\varphi}_2 + K_t\theta = M(t) \quad (9)$$

$$2m\ddot{\theta} + 2m\ddot{\varphi}_2 + C\dot{\varphi}_2 + K_d\varphi_2 = 0 \quad (10)$$

II. NGHIÊN CỨU TÌM THAM SỐ TỐI ƯU GIẢM DAO ĐỘNG XOẮN CHO TRỤC MÁY.

Ta đưa vào các tham số sau:

$$\mu = \frac{m}{M}, \quad \gamma = \frac{e}{R}, \quad \omega_D = \sqrt{\frac{2K_T}{MR^2}}, \quad \omega_d = \sqrt{\frac{k_d}{2m}}, \quad \xi = \frac{c}{4m\omega_d}, \quad \alpha = \frac{\omega_d}{\omega_D} \quad (11)$$

trong biểu thức (11):

μ : Tỷ số khối lượng của bộ hấp thụ dao động TMD và trục máy;

γ : Hệ số biểu thị chiều dài của bộ hấp thụ dao động TMD;

ω_d : Tần số dao động riêng của bộ hấp thụ dao động TMD;

ω_D : Tần số dao động riêng của trục máy;

ξ : Tỷ số cản nhớt của bộ hấp thụ dao động

Từ hệ phương trình (9 ÷ 10) và (11) ta thu được hệ phương trình sau:

$$\mathbf{M}\ddot{\boldsymbol{\varphi}} + \mathbf{C}\dot{\boldsymbol{\varphi}} + \mathbf{K}\boldsymbol{\varphi} = \mathbf{F}(t) \quad (12)$$

trong đó:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} 1 + 4\mu\gamma^2 & 4\mu\gamma^2 \\ 4\mu & 4\mu \end{bmatrix}; \quad \mathbf{C} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 8\xi\alpha\mu\omega_D \end{bmatrix} \quad (13)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \omega_D^2 & 0 \\ 0 & 4\mu\omega_D^2\alpha^2 \end{bmatrix}; \quad \boldsymbol{\varphi} = \begin{bmatrix} \theta \\ \varphi_2 \end{bmatrix} \quad (14)$$

Đa thức đặc trưng $p(\lambda)$ của phương trình (12) được xác định như sau:

$$p(\lambda) \equiv \frac{1}{\det[\mathbf{M}]} \det[\mathbf{M}\lambda^2 + \mathbf{C}\lambda + \mathbf{K}] \quad (15)$$

Các nghiệm của đa thức đặc trưng (15) gọi là các cực của hệ thống. Theo lý thuyết điều khiển tối ưu: Nếu như hệ làm việc ổn định thì các cực của hệ phải có phần thực âm, nghĩa là chúng nằm trên nửa trái của mặt phẳng phức, phần thực của các cực sẽ thể hiện độ tắt dần của đáp ứng, còn phần ảo thể hiện số lần dao động thực hiện. Mà mục đích của việc thiết kế bộ hấp thụ dao động TMD cho trục máy là làm dao động xoắn của trục máy tắt càng nhanh càng tốt. Vì thế quá trình tính toán tìm các thông số của bộ hấp thụ dao động là tìm các hệ số để độ lớn của các phần thực của các cực càng lớn càng tốt và độ lớn của phần ảo của các cực càng bé càng tốt.

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

Thay (13, 14) vào (15) ta suy ra $p(\lambda)$ như sau

$$P(\lambda) = \{\lambda^4 + a_1\lambda^3 + a_2\lambda^2 + a_3\lambda + a_4\} \quad (16)$$

trong đó

$$a_1 = 2\alpha\xi\omega_D(1 + 4\mu\gamma^2), a_2 = \left[1 + (1 + 4\mu\gamma^2)\alpha^2\right]\omega_D^2 \quad (17)$$

$$a_3 = 2\alpha\xi\omega_D^3, a_4 = \omega_D^4\alpha^2$$

Mục tiêu của việc nghiên cứu là tìm các thông số tối ưu α, ξ của bộ TMD sao cho cực của $P(\lambda)$ có:

$$\begin{aligned} |\operatorname{Re}(\lambda_i)| &\Rightarrow \max_{\alpha}, i = 1, \dots, 4 \\ |\operatorname{Im}(\lambda_i)| &\Rightarrow \min_{\xi}, i = 1, \dots, 4 \end{aligned} \quad (18)$$

Đa thức $p(\lambda)$ trong (18) phụ thuộc vào tất cả các tham số của bộ hấp thụ dao động và các thông số đặc trưng cho dao động xoắn của trục máy. Vậy việc xác định các thông số tối ưu của bộ hấp thụ dao động để giảm dao động xoắn cho trục máy hoàn toàn phụ thuộc vào đa thức $p(\lambda)$.

Xét đa thức $p(\lambda)$. Theo định lý Vieta, ta có:

$$-\sum_{i=1}^4 \operatorname{Re}(\lambda_i) = a_1 = 2\alpha\xi\omega_D(1 + 4\mu\gamma^2) \quad (19)$$

$$\Rightarrow \min_{i=1, \dots, 4} (|\operatorname{Re}(\lambda_i)|) \leq \frac{\alpha\xi\omega_D(1 + 4\mu\gamma^2)}{2} \quad (20)$$

Các biểu thức không thứ nguyên (11) cho thấy vế phải của (20) chỉ phụ thuộc vào độ cản của bộ TMD, không phụ thuộc vào hệ số lò xo kd. Vì ta muốn độ lớn của các phần thực là lớn nên trong bước đầu tiên hệ số lò xo của bộ hấp thụ dao động TMD được chọn để (20) trở thành đẳng thức, nghĩa là tất cả các phần thực bằng nhau. Ta ký hiệu giá trị chung đó là ε_0 . Khi đó các trị riêng của hệ là hai cặp phức liên hợp được ký hiệu là $\lambda_{1,2} = \varepsilon_0 \pm i\eta_1$ và $\lambda_{3,4} = \varepsilon_0 \pm i\eta_2$, trong đó η_1 và η_2 tương ứng là các phần ảo. Khi đó đa thức $p(\lambda)$ là:

$$p(\lambda) = \left((\lambda - \varepsilon_0)^2 + \eta_1^2\right)\left((\lambda - \varepsilon_0)^2 + \eta_2^2\right) \quad (21)$$

Biến đổi biểu thức (21) ta có:

$$p(\lambda) = \left\{\lambda^4 - 4\varepsilon_0\lambda^3 + (6\varepsilon_0^2 + \eta_1^2 + \eta_2^2)\lambda^2 - [4\varepsilon_0^3 + 2\varepsilon_0(\eta_1^2 + \eta_2^2)]\lambda + (\varepsilon_0^2 + \eta_1^2)(\varepsilon_0^2 + \eta_2^2)\right\} \quad (22)$$

Từ biểu thức (17) và (22) ta thu được hệ phương trình sau:

$$-4\varepsilon_0 = 2\alpha\xi\omega_D(1 + 4\mu\gamma^2) \quad (23)$$

$$6\varepsilon_0^2 + \eta_1^2 + \eta_2^2 = \left[1 + (1 + 4\mu\gamma^2)\alpha^2\right]\omega_D^2 \quad (24)$$

$$-4\varepsilon_0^3 - 2\varepsilon_0(\eta_1^2 + \eta_2^2) = 2\alpha\xi\omega_D^3(1 + 4\mu\gamma^2) \quad (25)$$

$$(\varepsilon_0^2 + \eta_1^2)(\varepsilon_0^2 + \eta_2^2) = \alpha^2\omega_D^4(1 + 4\mu\gamma^2) \quad (26)$$

Từ (23) suy ra tỉ số cản nhớt của bộ hấp thụ dao động TMD:

$$\xi = -\frac{2\varepsilon_0}{\alpha\omega_D(1+4\mu\gamma^2)} \quad (27)$$

Thay (27) vào (25) ta có:

$$\varepsilon_0^2 = -\frac{(\eta_1^2 + \eta_2^2)}{2} + \frac{\omega_D^2}{(1+4\mu\gamma^2)} \quad (28)$$

Thay ε_0^2 từ (28) vào (26) ta có:

$$\alpha^2 = \left(\frac{(\eta_1^2 - \eta_2^2)}{2\omega_D^4} + \frac{1}{(1+4\mu\gamma^2)\omega_D^2} \right) \left(-\frac{(\eta_1^2 - \eta_2^2)}{2\omega_D^4} + \frac{1}{(1+4\mu\gamma^2)\omega_D^2} \right) \quad (29)$$

Thay (28, 29) vào (24), chúng ta thu được biểu thức quan hệ giữa các phần ảo η_1 và η_2 .

$$\frac{\left[6\frac{\omega_D^2}{(1+4\mu\gamma^2)} - 2(\eta_1^2 + \eta_2^2) - \omega_D^2 \right] \omega_D^2}{\left\{ \left(\frac{\omega_D^2}{(1+4\mu\gamma^2)} + \frac{\eta_1^2 - \eta_2^2}{2} \right) \left(\frac{\omega_{\phi N}^2}{(1+4\mu\gamma^2)} + \frac{\eta_2^2 - \eta_1^2}{2} \right) \right\}} = (1+4\mu\gamma^2) \quad (30)$$

Ta sử dụng bất đẳng thức hiển nhiên:

$$\left(\frac{\omega_D^2}{(1+4\mu\gamma^2)} + \frac{\eta_1^2 - \eta_2^2}{2} \right) \left(\frac{\omega_D^2}{(1+4\mu\gamma^2)} + \frac{\eta_2^2 - \eta_1^2}{2} \right) \leq \left[\frac{\omega_D^2}{(1+4\mu\gamma^2)} \right]^2 \quad (31)$$

Từ biểu thức (30) và (31) ta thu được bất đẳng thức sau:

$$\eta_1^2 + \eta_2^2 \geq \frac{2(1-\mu\gamma^2)}{(1+4\mu\gamma^2)} \omega_D^2 \quad (32)$$

$$\Rightarrow \max_{i=1,2} (\eta_i^2) \geq \frac{1-\mu\gamma^2}{1+4\mu\gamma^2} \omega_D^2 \quad (33)$$

Vế phải của biểu thức (33) không phụ thuộc vào hệ số cản nhớt c của bộ hấp thụ dao động, bởi vì chúng ta muốn độ lớn của phần ảo là nhỏ nên trong bước thứ hai hệ số cản nhớt của bộ hấp thụ dao động c được chọn để biểu thức (33) trở thành đẳng thức, nghĩa là $\eta_1 = \eta_2$, Giá trị của chúng là:

$$\eta_1 = \eta_2 = \omega_D \sqrt{\frac{1-\mu\gamma^2}{1+4\mu\gamma^2}} \quad (34)$$

Thay (34) vào (28) ta có:

$$\varepsilon_0 = -\omega_D \sqrt{\frac{\mu\gamma^2}{(1+4\mu\gamma^2)}} \quad (35)$$

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

Từ (24) suy ra:

$$\alpha^2 = \frac{6\varepsilon_0^2 + \eta_1^2 + \eta_2^2}{\omega_D^2} - \frac{1}{(1 + 4\mu\gamma^2)} \quad (36)$$

Thay (34, 35) vào (36) ta có:

$$\alpha_{opt} = \frac{1}{1 + 4\mu\gamma^2} \quad (37)$$

Thay (35, 37) vào (27) ta có:

$$\xi_{opt} = \frac{2\gamma\sqrt{\mu}}{\sqrt{1 + 4\mu\gamma^2}} \quad (38)$$

III. TÍNH TOÁN MÔ PHỎNG SỐ CÁC KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU BỘ HẤP THỤ DAO ĐỘNG VÀO GIẢM DAO ĐỘNG XOẮN CHO TRỤC MÁY.

Do trục máy là trục đàn hồi. Nên bước đầu tiên ta phải xác định độ cứng tương đương K_t thông qua độ cứng của kết cấu trục máy như sau:

$$k_t = \frac{GJ}{L} \quad (39)$$

trong đó:

G: Modun chống xoắn .

L: Chiều dài của trục.

J: Mô men quán tính độ cực của tiết diện ngang.

Ta xét trục máy có các thông số sau:

Chiều dài trục máy $L = 0.8$ m

Trục máy có mặt cắt hình tròn đường kính $D = 0.1$ m.

Khối lượng đĩa $M = 10^3$ kg, bán kính $R = 0.8$ m

Trục được làm là vật liệu thép có modun chống xoắn:

$$G = 8.109 \text{ N/m}^2 \quad (40)$$

Mô men quán tính của trục máy được xác định theo công thức:

$$J = \frac{\pi D^4}{32} \quad (41)$$

Thay số liệu (40, 41) vào (39) ta có:

$$k_t = \frac{GJ}{L} = \frac{G}{L} \left[\frac{\pi d^4}{32} \right] = \frac{80.10^9}{0.8} \left[\frac{\pi(0.1)^4}{32} \right] = 981.750 \text{ Nm / rad} \quad (42)$$

Ta thiết kế bộ TMD như sau: $m = 10$ kg, $e = 0.8$ m (43)

Từ (11) suy ra các tham số không thứ nguyên:

$$\mu = \frac{m}{M} = \frac{10 \text{ kg}}{10^3 \text{ kg}} = 0.01, \quad \gamma = \frac{0.8 \text{ m}}{1 \text{ m}} = 0.8 \quad (44)$$

$$\omega_D = \sqrt{\frac{2K_T}{MR^2}} = \sqrt{\frac{2(981,750)}{10^3(1)^2}} = 1,4 \text{ rad / s} \quad (45)$$

Từ (37, 38) và (44) ta suy ra các tham số tối ưu:

$$\alpha_{opt} = \frac{1}{1 + 4\mu\gamma^2} = \frac{1}{1 + 4(0,01)(0,8)^2} = 0,975 \quad (46)$$

$$\xi_{opt} = \frac{2\gamma\sqrt{\mu}}{\sqrt{1 + 4\mu\gamma^2}} = \frac{2(0,8)\sqrt{0,01}}{\sqrt{1 + 4(0,01)(0,8)^2}} = 0,158 \quad (47)$$

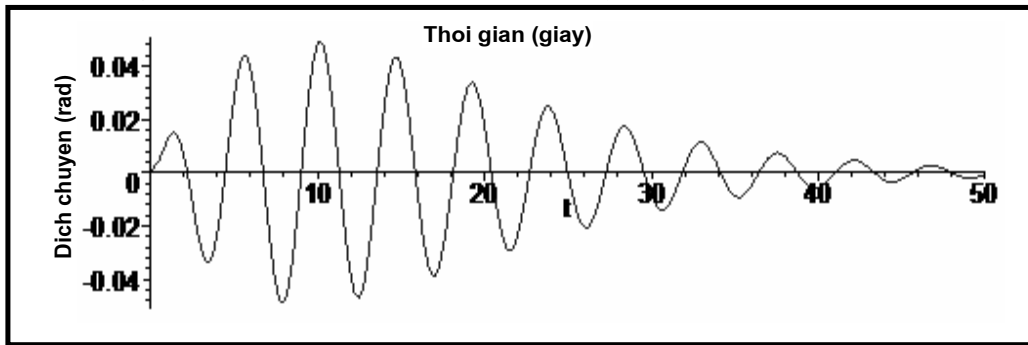
Từ (38) ta suy ra các thông số tối ưu của bộ TMD:

$$k_d = 2m\alpha_{opt}^2 \omega_D^2 = 37,62 \text{ (N / m)} \quad (48)$$

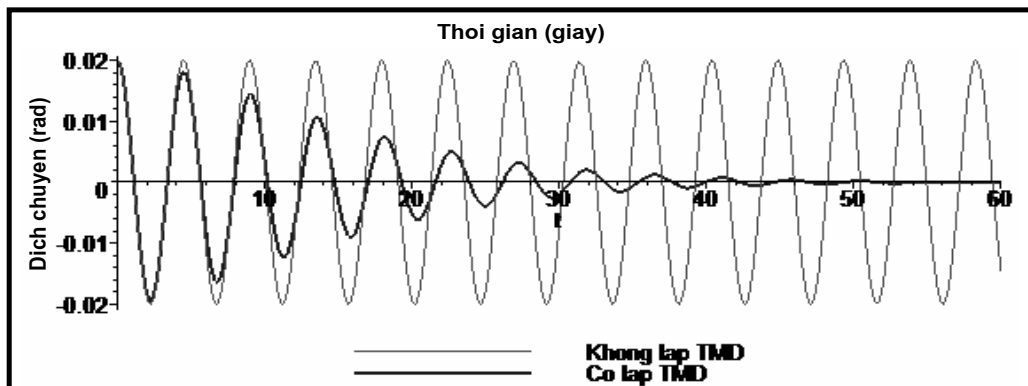
$$c = 4m\xi_{opt}\omega_D\alpha_{opt} = 8,63 \text{ (Ns / m)} \quad (49)$$

Sử dụng phần mềm Maple. Mô phỏng dao động xoắn của trục máy được biểu diễn như sau:

Trường hợp 1: Dưới tác dụng của ngoại lực trục máy có góc lệch ban $\theta = 0,02$ (rad).

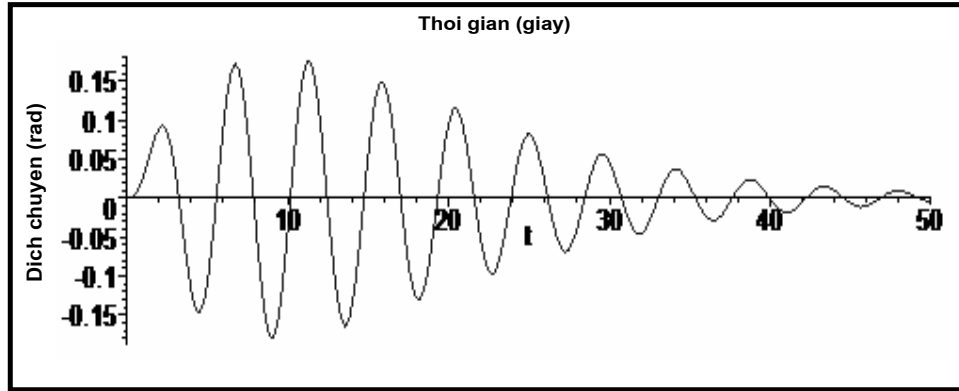


Hình 4.1 Đồ thị biên độ dao động của bộ TMD được lắp đặt vào trục máy với điều kiện đầu $\theta = 0,02$ (rad)

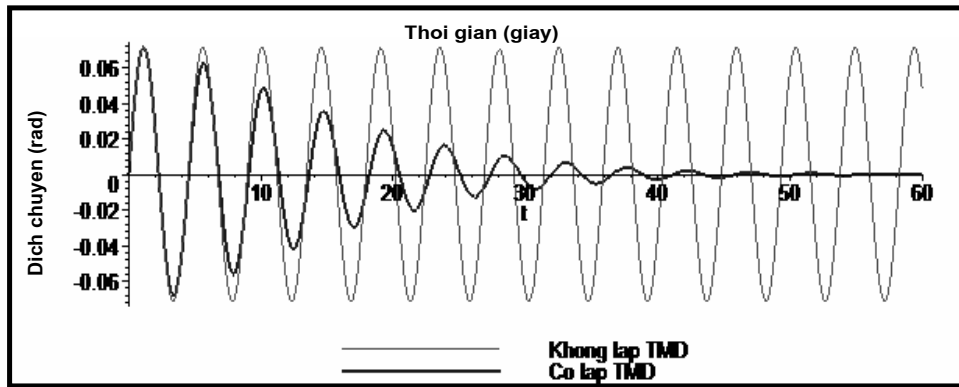


Hình 4.2 Đồ thị biên độ dao động độ góc quay θ của trục máy với điều kiện đầu $\theta_0 = 0,02$ (rad)

Trường hợp 2: Dưới tác dụng của ngoại lực trục máy có vận tốc góc ban đầu $\dot{\theta} = 0,1$ (rad/s)



Hình 4.3 Đồ thị biên độ dao động của bộ TMD được lắp đặt vào trục máy với điều kiện đầu $\dot{\theta} = 0,1$ (rad/s)



Hình 4.4 Đồ thị biên độ dao động góc quay θ của trục máy với kiện đầu $\dot{\theta} = 0,1$ (rad/s)

KẾT LUẬN

Để xác định các thông số tối ưu của bộ hấp thụ dao động TMD, ta có nhiều phương pháp khác nhau như: Phương pháp điểm cố định, phương pháp cực tiểu mô men bậc hai, phương pháp cực tiểu sai số bình phương, ... và ứng với mỗi phương pháp khác nhau ta lại tìm được các thông số tối ưu khác nhau của các bộ hấp thụ dao động. Việc áp dụng phương pháp nào để tìm các thông số tối ưu, hoàn toàn phụ thuộc vào đáp ứng dao động của trục máy mà yêu cầu của thực tiễn kỹ thuật cần giảm dao động. Trong bài báo này, tác giả tìm các thông số tối ưu của các bộ hấp thụ dao động TMD với mục đích là giảm dao

động riêng cho trục máy. Phương pháp tối ưu được sử dụng là phương pháp cân bằng cực theo các tài liệu [1], [2], [3], [4] đây là phương pháp tìm các thông số tối ưu của các bộ TMD để tăng các đặc trưng cản lớn nhất cho cơ hệ, từ đó giảm được thành phần dao động riêng cho trục máy một cách tốt nhất. Phương pháp này không phải xét đến hàm mục tiêu rời cực tiểu (hoặc cực đại) hóa hàm mục tiêu rồi suy ra các tham số tối ưu. Mà cơ sở khoa học của phương pháp này là từ phương trình dao động tuyến tính của hệ tiến hành tìm đa thức đặc trưng cho hệ. Sau khi tìm được đa thức đặc trưng của hệ tác giả tiến hành nghiên cứu phân tích, tính toán tìm các thông

số của các bộ TMD sao cho các cực (các nghiệm) của đa thức đặc trưng có độ lớn của các phần thực càng lớn càng tốt, độ lớn của các phần ảo càng nhỏ càng tốt từ đó suy ra được các thông số tối ưu như hệ số lò xo, hệ số cản nhớt của các bộ TMD. Trong bài báo này, tác giả đã nghiên cứu và thu được kết quả như sau:

Tác giả đã xác định được phương trình vi phân chuyển động của trục máy có lắp bộ hấp thụ dao động TMD. Đây là cơ sở để các nhà khoa học xác định các tham số tối ưu để giảm dao động cho xoắn trục máy theo các phương pháp và tiêu chuẩn tối ưu khác nhau.

Từ phương trình vi phân nhận được, tác giả đã tìm được các thông số tối ưu để giảm

dao động xoắn cho trục máy theo phương pháp cân bằng cực. Kết quả thu được như sau:

$$\alpha_{opt} = \frac{1}{1 + 4\mu\gamma^2}; \quad \xi_{opt} = \frac{2\gamma\sqrt{\mu}}{\sqrt{1 + 4\mu\gamma^2}}$$

Tác giả đã áp dụng các kết quả nghiên cứu, tính toán các thông số tối ưu của bộ hấp thụ dao động để giảm dao động xoắn cho một trục máy cụ thể, thì thấy biên độ dao động giảm rất nhiều theo thời gian so với trường hợp không lắp đặt bộ hấp thụ dao động. Điều này đáp ứng được yêu cầu giảm dao động của kỹ thuật đặt ra. Các nghiên cứu lý thuyết này, đã được tác giả kiểm chứng trên những ví dụ cụ thể bằng phần mềm chuyên dụng MAPLE và cho kết quả đáng tin cậy.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Nguyễn Duy Chinh, Nghiên cứu và áp dụng các thông số tối ưu của bộ hấp thụ dao động TMD-N đối với hệ con lắc ngược vào việc giảm dao động cho tháp nước, Tạp chí khoa học công nghệ xây dựng số 2/2008, tr12- 20.

[2] Khổng Doãn Điền, Nguyễn Duy Chinh, Nghiên cứu tìm các thông số tối ưu của hệ thống giảm dao động TMD đối với hệ con lắc ngược và áp dụng kết quả nghiên cứu, giảm dao động cho tháp khớp nối đại dương, Tuyển tập công trình khoa học, Hội nghị Cơ học toàn quốc Kỷ niệm 30 năm Viện Cơ học và 30 năm Tạp chí Cơ học, Hà nội ngày 8-9/4/2009. Tập 2: Cơ học máy; Động lực học và điều khiển, tr 249 – 261.

[3] Khổng Doãn Điền, Nguyễn Duy Chinh, Tính toán xác định các thông số tối ưu của bộ hấp thụ dao động TMD-D đối với hệ con lắc ngược và áp dụng kết quả nghiên cứu giảm dao động cho cầu giao thông, Tuyển tập công trình khoa học, Hội nghị Cơ học toàn quốc Kỷ niệm 30 năm Viện Cơ học và 30 năm Tạp chí Cơ học, Hà nội ngày 8-9/4/2009. Tập 2: Cơ học máy; Động lực học và điều khiển, tr 262 – 271.

[4] Khong Doan Dien, Nguyen Duy Chinh, Optimal parameters of vibration reduction system TMD-D and DVA for an inverted pendulum type structure, Vietnam Journal of Mechanics, VAST, Vol. 32, No 1 (2010), pp. 59-69.

[5] Trần Thị Oanh, Luận văn thạc sĩ Cơ khí, Trường Đại học Sư phạm kỹ thuật Hưng Yên, (2014).

[6].Khong Doan Dien, Nguyen Duy Chinh, Vu Xuan Truong, Research to reduce vibration for shaft of machines using Tuned Mass Damper (TMD). Proceedings of The Regional Conference on Mechanical and Manufacturing Engineering 2014, ISBN 978-604-911-942-2, pp.132-136.

PHÂN TÍCH TƯỜNG TRONG ĐẤT CHỊU TẢI TRỌNG NGANG THEO PHƯƠNG PHÁP DẦM TRÊN NỀN ĐÀN HỒI

ANALYSIS OF DIAPHRAGM WALL UNDER LATERAL LOAD BY BEAM ON ELASTIC FOUNDATION METHOD

Nghiêm Mạnh Hiến

Khoa Xây dựng - Đại học Kiến trúc Hà Nội

Abstract: *This paper presents a analytical solution of subgrade reaction formula in order to analysis of diaphragm wall by finite element method for beam on elastic foundation. The proposed formula is verified from comparison of its results to 2D finite element analysis results.*

Từ khóa: Tường trong đất, hệ số nền, biến dạng phẳng, dầm, nền đàn hồi, phần tử hữu hạn.

Keywords: Diaphragm wall, subgrade reaction, plane strain, beam, elastic foundation, finite element.

I. TÓM TẮT

Bài báo trình bày lời giải giải tích của biểu thức hệ số nền để phân tích tường trong đất theo phương pháp phần tử hữu hạn cho dầm trên nền đàn hồi. Biểu thức tính toán hệ số nền để xuất được kiểm chứng từ sự so sánh kết quả tính toán với phân tích phần tử hữu hạn hai chiều.

II. ĐẶT VẤN ĐỀ

Tính toán tường tầng hầm cho hố đào sâu hiện nay thường sử dụng hai phương pháp là dầm trên nền đàn hồi hai chiều hoặc phần tử hữu hạn hai hoặc ba chiều. Phương pháp phần tử hữu hạn có ưu điểm là mô tả sát thực sự làm việc của hệ kết cấu và đất nền dựa trên các mô hình ứng xử của đất nền. Tuy nhiên, để sử dụng phương pháp này, người thiết kế cần có kiến thức chuyên sâu về địa kỹ thuật và mô hình đất nền. Phương pháp dầm trên nền đàn hồi dựa trên

mô hình đất nền cục bộ Winkler không mô tả hoàn toàn sự làm việc của hệ kết cấu và đất nền do mô hình hóa đất nền xung quanh tường bằng các lò xo. Tuy nhiên phương pháp này vẫn đang được sử dụng rộng rãi do tính đơn giản và độ chính xác chấp nhận được trong bài toán hố đào sâu. Hệ số nền là tham số quan trọng trong mô hình dầm trên nền đàn hồi. Giá trị này thường liên hệ với đặc trưng đàn hồi của đất nền như mô đun đàn hồi và hệ số Poisson. Có nhiều tác giả đã nghiên cứu và đưa ra biểu thức hệ số nền từ đơn giản như Vesic [5], Ou [1], Menard [3] và Schmitt [4], tuy nhiên khi áp dụng các biểu thức này trong thực hành tính toán và so sánh với phương pháp phần tử hữu hạn hai chiều thì kết quả sai lệch đáng kể[1]. Bài báo này trình bày phương pháp xây dựng biểu thức hệ số nền với mục tiêu đạt được là kết quả phân tích

theo phương pháp dầm trên nền đàn hồi phù hợp với kết quả phân tích theo phương pháp phần tử hữu hạn.

III. BIỂU THỨC HỆ SỐ NỀN THEO PHƯƠNG NGANG

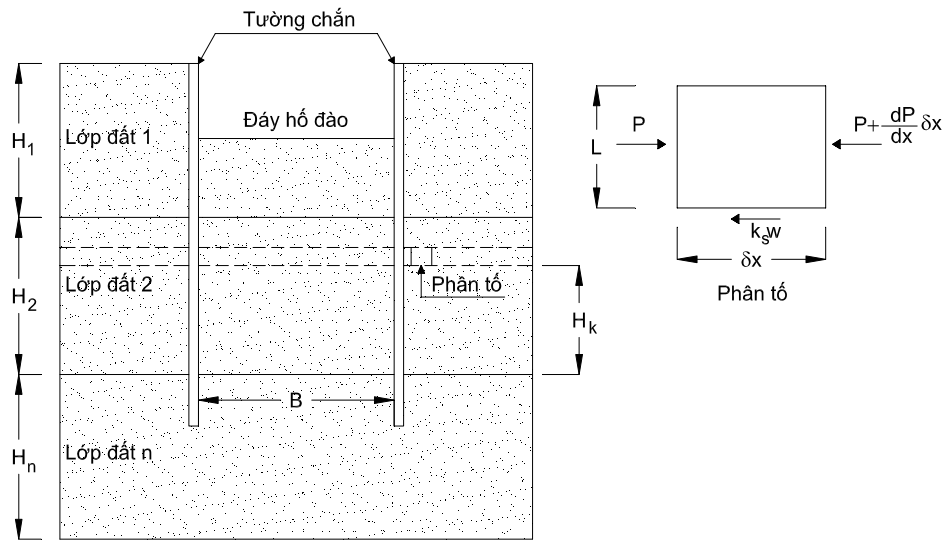
Xét cân bằng phân tố đất nền trong bài toán biến dạng phẳng tính toán tường trong đất chịu tải trọng ngang như trên hình vẽ 1. Phương trình cân bằng phân tố đất theo phương trục X là:

$$P - k_s w \delta x = \left(P + \frac{dP}{dx} \delta x \right) \quad (1)$$

Trong đó w là chuyển vị ngang đáy phân tố; k_s là hệ số nền trượt tại vị trí đang xét xác định theo biểu thức:

$$\frac{1}{k_s} = \sum_{i=j+1}^n \frac{H_i}{G_i} + \frac{H_k}{G_j} \quad (2)$$

Trong đó j lớp đất có phân tố đang xét; G_k và H_i là mô đun đàn hồi trượt và chiều dày lớp đất thứ i ; H_k là khoảng cách từ phân tố đến đáy lớp đất j .



Hình 1: Sơ đồ hố đào và phân tố đất nền

Phương trình (1) viết dưới dạng rút gọn như sau:

$$\frac{dP}{dx} + k_s w = 0 \quad (3)$$

Với:

$$P = \sigma_x L = - \frac{dw}{dx} EL$$

với L là chiều cao của phân tố, biểu thức (3) được viết là:

$$\frac{d^2 w}{dx^2} - \left(\frac{k_s}{EL} \right) w = 0 \quad (4)$$

Giải phương trình vi phân (4) ta có:

$$w = e^{\alpha x} c_1 + e^{-\alpha x} c_2 \quad (5)$$

với

$$\alpha = \sqrt{\frac{k_s}{EL}}$$

Đất nền sau lưng tường:

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

Các điều kiện biên áp dụng cho biểu thức chuyển vị (5) là:

Tại $x = \infty$ thì chuyển vị $w = 0$ và tại $x = 0$ thì chuyển vị $w = w_0$, giá trị các hệ số tích phân xác định được là $c_1 = 0$ và $c_2 = w_0$

Biểu thức (5) được viết lại sau khi thay thế biểu thức của hệ số tích phân:

$$w = w_0 e^{-\alpha x} \quad (6)$$

Lực trong phân tử đất nền đang xét xác định theo biểu thức:

$$P = -\frac{dw}{dx} EL = \alpha EL w_0 e^{-\alpha x} \quad (7)$$

Hệ số nền xác định theo tỷ số giữa lực và chuyển vị là:

$$k_1 = \frac{P_0}{w_0} = \sqrt{k_s EL} \quad (8)$$

Đất nền bên trong hố đào:

Đối với đất nền bên trong hố đào, độ cứng của lò xo xác định như sau:

Tại $x = 0.5B$ thì chuyển vị $w = 0$: $e^{0.5B\alpha} c_1 + e^{-0.5B\alpha} c_2 = 0$ và tại $x = 0$ thì

chuyển vị $w = w_0$: $c_1 + c_2 = w_0$. Hệ số tích phân được xác định từ hai điều kiện trên như sau:

$$e^{0.5B\alpha} c_1 + e^{-0.5B\alpha} (w_0 - c_1) = 0 \quad \text{nên} \quad c_1 = \frac{1}{1 - e^{-B\alpha}} w_0$$

$$e^{0.5B\alpha} (w_0 - c_2) + e^{-0.5B\alpha} c_2 = 0 \quad \text{nên} \quad c_2 = \frac{1}{1 - e^{-B\alpha}} w_0$$

Hàm chuyển vị của đất nền, lực trong phân tử và hệ số nền đối với đất nền bên trong hố đào là tương ứng là:

$$w = \left(\frac{e^{\alpha x}}{1 - e^{-B\alpha}} + \frac{e^{-\alpha x}}{1 - e^{-B\alpha}} \right) w_0 \quad (9)$$

$$P = -\alpha w_0 EL \left(\frac{e^{\alpha x}}{1 - e^{-B\alpha}} - \frac{e^{-\alpha x}}{1 - e^{-B\alpha}} \right) \quad (10)$$

$$k_2 = \frac{P_0}{w_0} = \sqrt{k_s EL} \left(\frac{1}{1 - e^{-B\alpha}} - \frac{1}{1 - e^{-B\alpha}} \right) \quad (11)$$

IV. VÍ DỤ TÍNH TOÁN

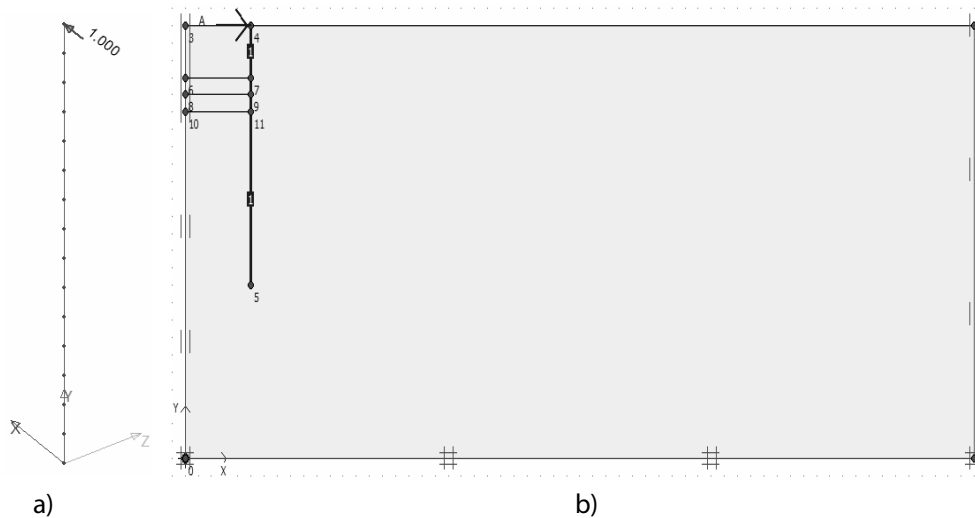
Ví dụ tính toán được sử dụng để đánh giá mức độ tin cậy của biểu thức hệ số nền mới. Tường trong đất chịu tác dụng của tải trọng theo phương ngang 1 kN đặt trên đỉnh tường có các đặc trưng như sau: Tường bê tông cốt thép có chiều dày là 0.6 m, chiều dài là 15 m, bê tông cấp độ bền B25 có $E = 30000000$ kN/m²; đất nền một lớp dày 25 m (trong mô hình tính toán, giả thiết là ngàm tại độ sâu này) với mô đun đàn hồi là 10000 kN/m², hệ số Poisson là 0.3. Mô hình này được phân tích bằng phần mềm KCW2010 và Plaxis 2D [2]. Trong mô hình tính toán bằng phần mềm KCW2010, tường được chia thành 15 phân tử được tính như dầm trên nền đàn hồi có giá trị hệ số nền như trong bảng 1. Mô hình tính toán của mỗi phần mềm trình bày trong hình 2.

Kết quả phân tích cho thấy chuyển vị và lực cắt của hai mô hình tính toán có sự chênh lệch không đáng kể ở đỉnh tường và chân tường. Sự sai khác nhỏ xuất hiện tại vị trí giữa của tường. Mô men trong tường có sự sai khác về giá trị lớn nhất mặc dù về dạng biểu đồ là tương tự nhau. Mô men tính theo phương pháp dầm trên nền đàn hồi có giá trị lớn hơn khoảng 18%.

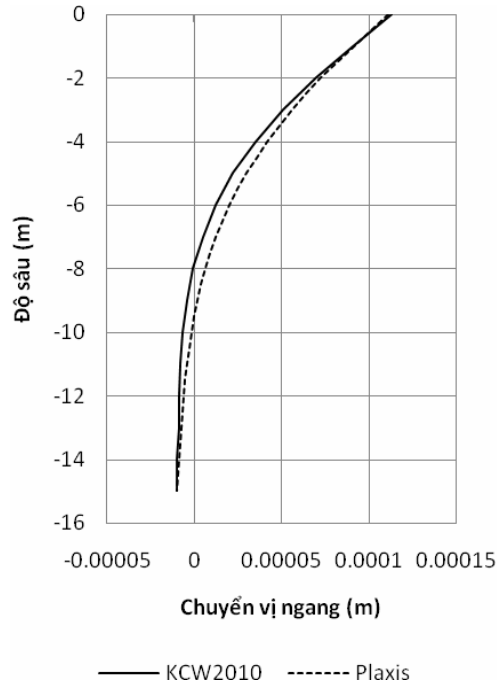
Bảng 1: Hệ số nền của phần tử

Phần tử	k_s (kN/m ³)	k_1 (kN/m ³)	α	k_2 (kN/m ³)	k_1+k_2 (kN/m ³)
1	160.2564	1265.924	0.126592	2260.222	3526.146
2	167.2241	1293.152	0.129315	2271.236	3564.387
3	174.8252	1322.215	0.132221	2283.224	3605.439
4	183.1502	1353.33	0.135333	2296.321	3649.651
5	192.3077	1386.75	0.138675	2310.689	3697.439
6	202.4291	1422.776	0.142278	2326.521	3749.297
7	213.6752	1461.763	0.146176	2344.055	3805.819
8	226.2443	1504.142	0.150414	2363.58	3867.722
9	240.3846	1550.434	0.155043	2385.456	3935.891
10	256.4103	1601.282	0.160128	2410.135	4011.417
11	274.7253	1657.484	0.165748	2438.194	4095.678
12	295.858	1720.052	0.172005	2470.377	4190.429
13	320.5128	1790.287	0.179029	2507.669	4297.956
14	349.6503	1869.894	0.186989	2551.391	4421.285
15	384.6154	1961.161	0.196116	2603.367	4564.529

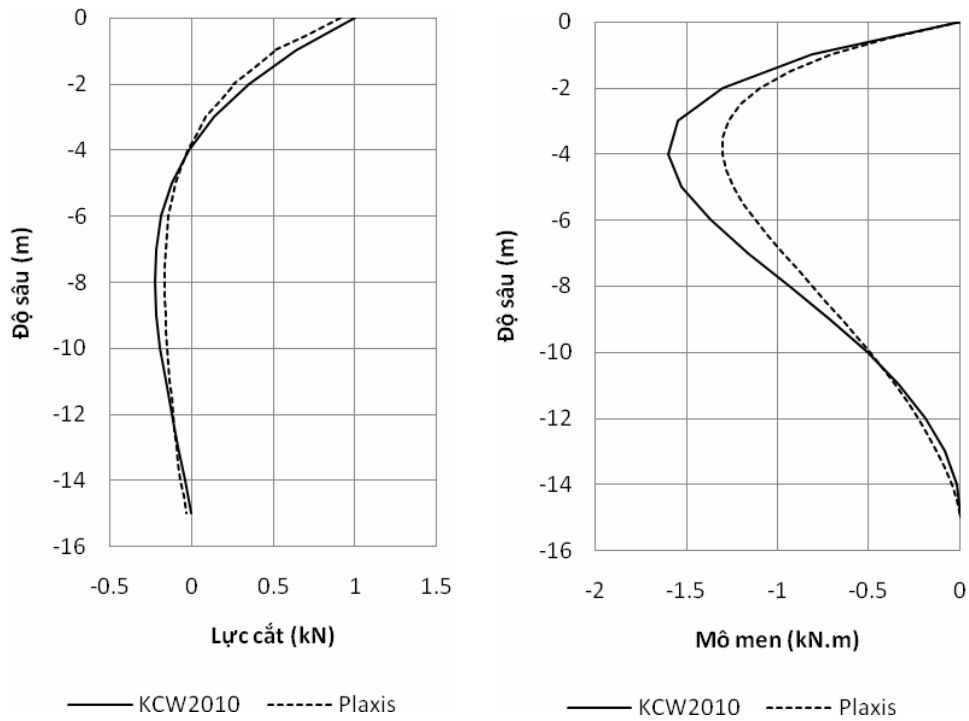
Hệ số nền xác định theo biểu thức do Ou [1] đề xuất là 10891 kN/m³ là khá lớn so với các giá trị trong bảng 1.



Hình 2: Mô hình tính toán bằng phần mềm KCW2010 (a) và Plaxis 2D (b)



Hình 3: Sơ đồ chuyển vị



Hình 4: Biểu đồ lực cắt và biểu đồ mô men

IV. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Biểu thức hệ số nền đã được xây dựng cho đất nền bên trong hố đào và bên ngoài hố đào. Hệ số nền bên trong hố đào được thiết lập có kể đến ảnh hưởng của chiều rộng hố đào. Biểu thức này cho thấy sự biến đổi theo độ sâu mặc dù đặc trưng đàn hồi của đất nền là hằng số. Áp dụng biểu thức hệ số

nền mới vào tính toán tường trong đất cho thấy kết quả tính toán chuyển vị của tường xấp xỉ với kết quả tính toán theo phương pháp phần tử hữu hạn hai chiều.

Cần có các nghiên cứu tiếp theo để đánh giá được phạm vi áp dụng của phương pháp và mức độ tin cậy khi tính toán có kể đến tính phi tuyến của đất nền.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Chang-Yu Ou (2006), "Deep excavation", *Theory and practice*. Taylor and Francis.
- [2] Menard L., 1975, "The Menard Pressuremeter: Interpretation and Application of the Pressuremeter Test Results to Foundations Design", *Sols-Soils*, No. 26, Paris, France.
- [3] Plaxis, "Technical manual", Plaxis B.V.
- [4] Schmitt. P.(1995), "Estimating the coefficient of subgrade reaction for diaphragm wall and sheet pile wall design", in French. *Revue Française de Géotechnique*, N. 71, 2^o trimestre 1995, 3-10.
- [5] Vesic, A. S. (1961), "Beam on Elastic Subgrade and Winkler Hypothesis" *Proc., 5th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engrg., Paris, France, Vol.1, pp. 845-850.*

MÔ HÌNH TÍNH TOÁN 2D ỔN ĐỊNH HỒ ĐÀO SÂU BẰNG TƯỜNG CỌC NHỒI LIÊN KỀ CHO CÁC CÔNG TRÌNH XÂY CHEN

2D NUMERICAL MODELING CONTIGUOUS BORED PILES FOR STABILITY OF DEEP EXCAVATION IN ADJACENT CONSTRUCTION

TS. Nguyễn Ngọc Thanh

Bộ môn Địa Kỹ Thuật – Khoa Xây Dựng – Trường Đại Học Kiến Trúc Hà Nội

ThS. Nguyễn Thanh Tuấn

Bộ môn Địa Kỹ Thuật – Khoa Xây Dựng – Trường Đại Học Kiến Trúc Hà Nội

Tóm tắt: Bài báo này nhằm giới thiệu và phân tích về giải pháp sử dụng tường chắn đất tạo bởi các cọc khoan nhồi liên kề (hoặc cọc khoan nhồi đường kính nhỏ liên kề) trong thi công hố đào sâu của các công trình xây chen. Đây được xem là một trong những giải pháp khá hữu hiệu đã và đang được áp dụng khá thành công tại nhiều công trình xây chen trong thành phố. Bài viết cũng đề cập tới một số so sánh giữa giải pháp dùng tường cọc nhồi và các giải pháp thông dụng khác (cừ thép, tường bê tông cốt thép liên tục trong đất) cũng như giới thiệu một số kết quả mô phỏng tính toán 2D bằng phần mềm địa kỹ thuật Plaxis.

Từ khóa: Tường cọc nhồi liên kề, hố đào sâu, mô hình tính toán, neo đất

Abstract: This paper introduces and analyzes a solution of retaining earth walls by contiguous bored piles (or contiguous mini bored piles) to stabilize the deep excavation. This is an effective solution applying successfully in several projects with large deep excavation in adjacent construction. The article also mentions some comparison results between using the contiguous bored piles and other solutions (sheet pile or diaphragm wall) and also introduces some results of simulation 2D using geotechnical Plaxis software.

Keyword: Contiguous wall, Deep excavation, numerical modeling, ground anchor

1. Giới thiệu chung

Ngày nay, việc thi công các hố đào sâu là khá phổ biến không chỉ trong thi công tầng hầm của các tòa nhà cao tầng hay các nhà ga, các tuyến tàu điện ngầm trong đô thị mà còn đối với các công trình xây dựng công nghiệp như các nhà máy, bồn bể chứa, kho bãi. Khó khăn mà ta phải thường xuyên đối mặt đó là thi công các hố đào sâu trong điều kiện có các công trình xây chen. Giải pháp thường dùng là sử dụng tường chắn để ổn định hố đào sâu với các dạng cơ bản là tường liên tục trong đất, hay tường cừ Larsen

nhằm tránh ảnh hưởng tối đa đến các công trình lân cận. Những năm gần đây, các thiết bị và năng lực về thi công cọc khoan nhồi hay cọc khoan nhồi mini (D300 mm-D600mm) không còn là trở ngại của các nhà thầu thi công nền móng ở Việt Nam, và việc sử dụng cọc nhồi hay cọc nhồi đường kính nhỏ không chỉ dừng ở các giải pháp móng cho các công trình mà còn được sử dụng làm kết cấu tường tạm thời trong thi công các hố đào sâu. Ưu điểm chính của loại tường này là có thể thiết kế linh hoạt với việc lựa chọn dễ dàng chiều dài, tiết diện, độ cứng cọc, có thể

thi công trong điều kiện địa tầng phức tạp, hay các công trình xây chen do ít ảnh hưởng tới các khu vực lân cận. Giải pháp này đã và đang được áp dụng thành công, cũng như

chứng minh được hiệu quả kinh tế-kỹ thuật cho nhiều công trình nơi có mặt bằng xây dựng chật hẹp trong điều kiện xây chen [1]; [3]; [4].



Hình 1: Tường cọc nhồi liên tục trong thi công hố đào sâu (Goldmark city)

2. Thực trạng áp dụng tường cọc khoan nhồi cho hố đào sâu

Để lựa chọn loại tường chắn phù hợp đặc điểm hố đào, ta có thể phân tích ưu nhược điểm cụ thể với 3 giải pháp tường cơ bản là tường BTCT liên tục, tường cọc và tường cừ thép và thể hiện ở bảng 1.

Bảng 1: So sánh 3 giải pháp: tường BTCT liên tục, tường cọc và tường cừ thép

STT	Giải pháp dùng cừ thép	Giải pháp dùng tường cọc nhồi	Giải pháp dùng tường BTCT liên tục trong đất
Ưu điểm	<p>Phù hợp với độ sâu hố đào 5-7m, có thể tới 10-12m hoặc lớn hơn;</p> <p>Thích hợp với nền đất yếu có mực nước ngầm cao;</p> <p>Cho phép có chuyển vị lớn;</p> <p>Thi công đơn giản;</p> <p>Có thể tái sử dụng.</p>	<p>Phù hợp với các hố đào có kích thước 6-12m;</p> <p>Ít ảnh hưởng tới các công trình lân cận;</p> <p>Phù hợp với khá nhiều các dạng địa tầng;</p> <p>Chiều dài và tiết diện có thể thay đổi linh hoạt.</p>	<p>Là giải pháp an toàn, có độ tin cậy cao;</p> <p>Ít ảnh hưởng tới các công trình lân cận;</p> <p>Phù hợp với khá nhiều các dạng địa tầng;</p> <p>Linh hoạt với nhiều loại kích thước hố đào.</p>
Nhược điểm	<p>Có thể gây ảnh hưởng tới các công trình lân cận trong quá trình đóng hay ép cừ, nhất là quá trình rút cừ sau khi thi công;</p> <p>Với những nền đất là cát, cát lẫn sỏi sạn chặt, chặt vừa việc ép hay đóng cừ là rất khó khăn;</p> <p>Có thể có hiện tượng dò rỉ nước qua các khe cừ hay có thể bị bùng nền.</p>	<p>Khi mực nước ngầm cao thì đối với tường cọc liên kết cần phải bố xung cọc xi măng đất bố trí ở khoảng hở giữa 2 cọc để ngăn nước;</p> <p>Khả năng chịu uốn của kết cấu không lớn;</p> <p>Chất lượng bê tông cọc phụ thuộc quá trình thi công.</p>	<p>Chi phí cao, Thường sử dụng máy móc thi công lớn, thi công phức tạp;</p> <p>Thời gian thi công kéo dài;</p> <p>Chất lượng phụ thuộc nhiều quá trình thi công;</p> <p>Với nền đất yếu thì cần chú trọng đến ổn định vách hố đào.</p>

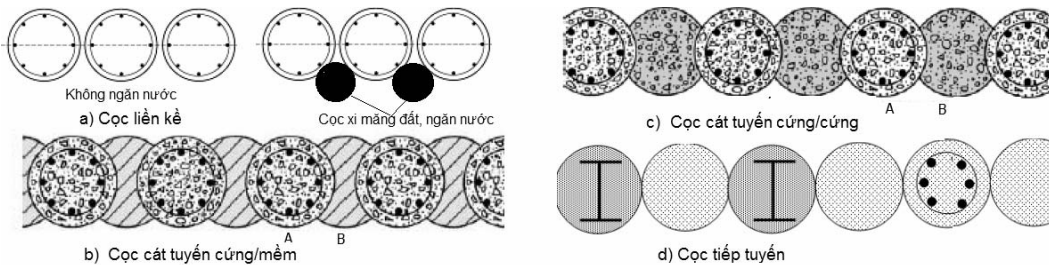
KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

Tường cọc khoan nhồi (hoặc cọc khoan nhồi đường kính nhỏ) có thể áp dụng cho nhiều loại địa tầng khác nhau ngay cả với điều kiện địa tầng bất lợi như trong nền đất yếu, hay ngay cả nền cát, cát lẫn sỏi cuội ở trạng thái chặt hay ngay như nền đá. Tường cọc khoan nhồi có thể sử dụng trong ổn định sườn dốc, trong thi công các tầng hầm nhà cao tầng, các tuyến hay nhà ga tàu điện ngầm, cũng có thể làm tường kè bảo vệ kênh, sông ngòi...

Trên thực tế các dạng tường cọc thường dùng có 4 loại chủ yếu là: tường cọc liên kết, tường cọc cát tuyến cứng- mềm, cứng- cứng

và tường cọc tiếp tuyến được thể hiện ở Hình 2. Thông thường, các dạng tường cát tuyến hay tường tiếp tuyến sẽ có nhiều ưu điểm hơn nhờ khả năng ngăn nước và yếu tố tiết kiệm vật liệu, tuy nhiên việc thi công tường cọc cát tuyến hay tiếp tuyến lại đòi hỏi thiết bị máy móc và năng lực thi công của các nhà thầu.

Tại Việt Nam, người ta thường chọn loại tường cọc liên kết với khoảng cách hở giữa 2 cọc là từ 7 đến 10 cm với lí do thi công đơn giản và dễ kiểm soát chất lượng hơn. Trong những vùng có mực nước ngầm cao, ta có thể bổ xung các cọc xi măng đất để ngăn nước (Hình 2a).



Hình 2: Các dạng tường cọc chủ yếu

Bảng 2: Ứng dụng tường cọc khoan nhồi trong thi công hố đào sâu tại Việt Nam

STT	Chiều sâu hố đào (m)	Đường kính cọc (m)	Chiều dài cọc nhồi (m)	Tên công trình
1	6-12	0.3-0.5 (cọc nhỏ đường kính nhỏ)	12 – 18	Tòa nhà 135-137 Bùi Thị Xuân, HN Tòa nhà 132 Nguyễn Thái Học, HN Tòa nhà 159 Triệu Việt Vương, HN Goldmark City - Hồ Tùng Mậu, HN Star Five – 2-Kim Giang, HN Garden Hill –99 Trần Bình, HN Goldsilk Complex- Vạn Phúc, HN Văn Phú -Trung Kính, HN Con trexim holding, HN Trụ Sở Tổng Cục Hải Quan VN An Phú 2 –HCM Lexington Residence- HCM
2	12-15	0,8 (Cọc nhỏ)	18-20	Đà Lạt Center Tuyến tàu điện ngầm số 3 -HN Intake thermal plant Mông Dương I Intake thermal plant Mông Dương II

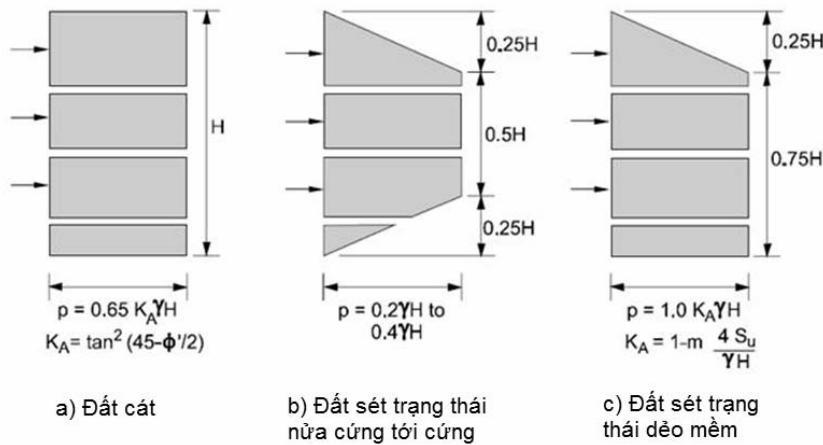
Bảng 2 thể hiện thống kê một số công trình trong những năm gần đây đã sử dụng tường cọc nhồi và cọc nhồi đường kính nhỏ trong thi công hố đào sâu tại Việt Nam. Nhìn chung với các hố đào từ 6-12m, tường cọc nhồi đường kính nhỏ (D300-500mm) sẽ là một trong những giải pháp khá hữu hiệu, nhất là các công trình xây chen, ngay cả những nơi mà chỉ giới hố đào đã liền kề các công trình lân cận.

3. Tính toán tường cọc khoan nhồi cho hố đào sâu

Để tính toán áp lực đất lên tường cọc ta có thể giải quyết bằng lý thuyết áp lực đất lên tường thông thường theo đó sự phân bố áp lực đất lên tường chủ yếu phụ thuộc vào độ cứng và sự chuyển vị tương đối của đất và tường (với giả thiết độ cứng tương đương trên mét dài tường cọc). Đối với các tường trọng lực hay các tường hẫng có độ cứng nhỏ có thể chịu được chuyển vị ngang đủ lớn để gây ra áp lực đất chủ động trên toàn chiều cao tường thì ta có thể sử dụng lý bài toán áp lực đất lên tường của Rankine hoặc Coulomb. Tuy nhiên, với các hố đào có chiều

sâu lớn, cần thiết phải kết hợp các yếu tố chống đỡ khác, lúc đó các dạng tường cọc nhồi thường kết hợp với neo hay chống và được thi công từ trên xuống dưới. Khi đó mô hình tường biến dạng phức tạp hơn và không phù hợp với lý thuyết về phân bố áp lực đất của Rankine hoặc Coulomb. Cường độ đất, độ cứng tường, góc nghiêng của neo/ chống, khoảng cách theo phương đứng các neo/ chống, lực truyền cho neo/ chống sẽ ảnh hưởng trực tiếp đến tính biến dạng và áp lực đất của tường.

Để tính toán áp lực đất lên loại tường này ta có thể sử dụng phương pháp giải tích lý thuyết mà chủ yếu dựa vào biểu đồ áp lực đất biểu kiến của Terzaghi và Peck (1967) [4]; [5] được thể hiện ở hình 3 hoặc chúng ta có thể sử dụng cách mô hình số với sự trợ giúp của các phần mềm địa kỹ thuật như Plaxis hay Geo 5 [2]; [3]. Tuy nhiên, phương pháp mô hình số tỏ ra có nhiều ưu điểm như: tiện lợi, nhanh gọn và có thể giải được bài toán phức tạp với nhiều tầng neo/chống và với nhiều lớp địa chất khác nhau và được các kỹ sư và chuyên gia tin dùng.



Hình 3: Biểu đồ áp lực đất biểu kiến của Terzaghi và Peck [5]

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

4. Mô hình tính toán 2D tường cọc khoan nhồi liền kề

Công trình nghiên cứu là dự án xây dựng tổ hợp Goldmark city-136 Hồ Tùng Mậu (Hà Nội). Đây là một dự án có diện tích mặt bằng lớn, trong đó có nhiều khu vực hố đào sâu sát với các công trình lân cận là nhà xưởng và nhà thấp tầng chỉ một vài mét, tại đó người ta dùng giải pháp tường cọc nhồi liền kề kết hợp neo đất. Tải trọng lân cận hố đào sử dụng là 20 kN/m². Để tính toán hệ tường cọc kết hợp neo đất, ta sử dụng phần

mềm địa kỹ thuật Plaxis 2D-2012 để mô hình hóa 2D.

4.1. Điều kiện địa tầng

Điều kiện địa tầng khu vực xây dựng với chủ yếu là các lớp đất sét dẻo cứng, nửa cứng hoặc cứng với mực nước dưới ở khá sâu ở cao độ -22,5m, đây cũng chính là một trong những dạng chính của địa tầng khu vực Từ Liêm, tạo cho hố đào những điểm khá thuận lợi nhất. Mô hình nền đất được lựa chọn tính toán là mô hình Mohr Coulomb (MC) (bảng 3).

Bảng 3: Các chỉ tiêu cơ bản sử dụng trong mô hình

Thành phần	Lớp 1: Đất lấp, cát lấp	Lớp 2: Sét, nửa cứng - cứng	Lớp 3: Sét pha, nửa cứng	Lớp 4: Sét pha, nửa cứng	Lớp 5: Cát pha, cứng	Đơn vị
Mô hình đất	MC	MC	MC	MC	MC	-
NSPT /30cm	-	11	14	13	14	N30
Dung trọng unsat	17	19.3	19.6	20.1	19.1	kN/m ³
Mô đun Young Eref	10E+03	12.6E+03	12.0E+03	16.5E+03	19.5E+03	kN/m ²
Hệ số Poisson v	0.3	0.495	0.495	0.495	0.3	-
Lực dính Cref	1	86.1	62.9	60.3	16.9	kN/m ²
Góc ma sát trong	20	2.25	3.42	2.48	16	(o)

4.2. Mô hình tường cọc nhồi

Tường cọc khoan nhồi đường kính nhỏ 0,5m với chiều dài 12m từ cao độ nền hiện trạng đã được chọn (Hình 4). Khoảng cách giữa 2 tim của cọc nhồi là 0,67m tức khoảng hở giữa 2 cọc được thiết kế là 0,17m. Tường chắn được mô hình bằng mô

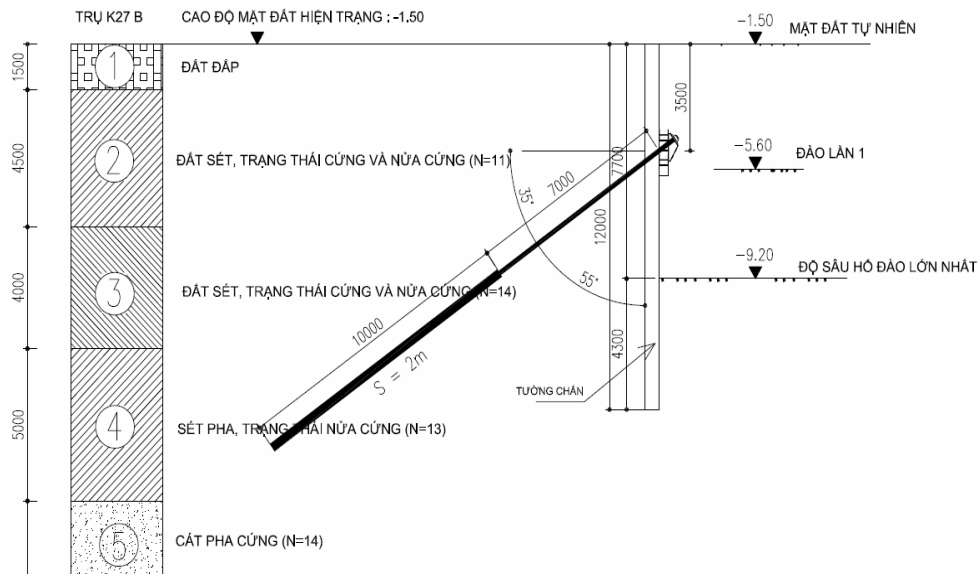
hình đàn hồi tuyến tính với độ cứng tương đương tính cho một mét dài. Với thiết kế như trên, ta thấy độ cứng của tường cọc nhồi trong bài toán nghiên cứu sẽ khá tương đồng nếu so sánh với độ cứng của cừ Larsen IV hoặc tương đồng với loại tường dày 0,43m (bảng 4).

Bảng 4: Các thông số mô hình tường cọc nhồi và cừ

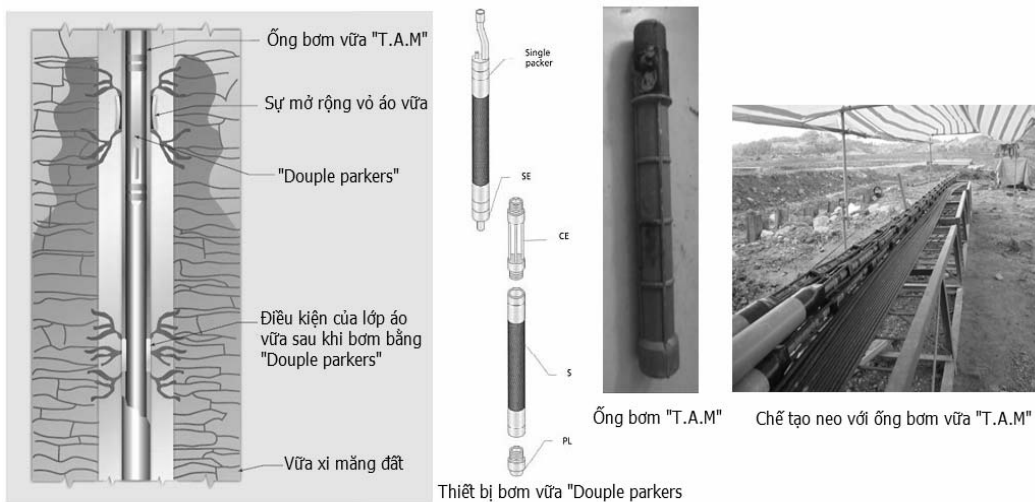
Thông số	Ký hiệu	Đơn vị	Tường cọc D500	Cừ Larsen IV
Ứng xử vật liệu	-	-	Đàn hồi tuyến tính	Đàn hồi tuyến tính
Độ cứng dọc trục	EA	kN/m	4.314E+06	4.85E+06
Độ cứng khi uốn	EI	kNm ² /m	67.403E+03	77.2E+03
Bề dày tương đương	D	M	0.433	0.437

4.3. Tính toán neo đất

Để giữ ổn định và hạn chế chuyển vị kết cấu tường cọc nhồi cho hố đào sâu khá lớn lên tới 7,7m ta dùng 1 lớp neo đất với đường kính lỗ khoan 160mm, chiều dài phần bầu neo là 10m, chiều dài phần tự do với lớp neo thứ nhất là 7 m, khoảng cách neo theo phương ngang được thiết kế là 2m (cứ 3 cọc lại có 1 neo). Mỗi neo gồm có 4 sợi có đường kính 12,7mm và với cấp thép là 270 theo ASTM A416, vữa tạo dính bám giữa thép và nền đất tuân thủ theo tiêu chuẩn ASTM C150 [6]; [7]. Mặt cắt giải pháp tường cọc và neo đất được thể hiện hình 4.



Hình 4: Mặt cắt tường cọc kết hợp neo đất



Hình 5: Biện pháp bơm vữa bằng ống bơm TAM và với Double parkers

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

Vì bầu neo nằm trong các lớp đất dính nên để tăng khả năng chịu tải của neo thì ta chọn thi theo cách bơm vữa 2 lần với lần 2 được bơm vào ống bơm "tube a manchette-TAM" và với "Double packers" (hình 5). Với kỹ thuật bơm vữa này thì ở lần bơm thứ 2 chúng ta thường sử dụng áp lực bơm từ 1 đến 4 MPa, khi mà vữa bê tông lần 1 vừa sơ ninh, đường kính của bầu neo trong các lớp đất dính có thể tăng từ 1,8 đến 2 lần (với đất rời tăng từ 1,3 đến 1,5 lần), lực dính dăm đơn vị tăng khoảng 1,1 tới 1,3 lần so với việc bơm vữa thông thường [7].

Kết quả tính toán lực căng neo theo sức kháng của đất nền theo TA 95 [6]

$$T_u = \pi \cdot \alpha \cdot D \cdot L_s \cdot q_s \quad (1)$$

Trong đó, α và q_s là hệ số và ma sát đơn vị bầu neo và đất nền phụ thuộc vào loại đất và phụ thuộc vào phương pháp bơm vữa; L_s là chiều dài của bầu neo (10m); D là đường kính của lỗ khoan (160mm).

Nếu bơm vữa bằng ống bơm TAM với "Double packer" nên lấy $\alpha = 1,8$; $q_s = 120$ kPa (NSPT =13). Vậy, lực tính toán của neo theo sức kháng của nền đất: $T_1 = T_u/2 = 542,5$ kN.

Nếu tính toán lực neo theo cách bơm vữa thông thường, lúc đó $\alpha = 1,2$; và $q_s = 90$ kPa (NSPT =13). Vậy, lực tính toán của neo theo sức kháng của nền đất: $T_2 = T_u/2 = 271,3$ kN. Tức, với cách bơm vữa bằng TAM với "Double packer" thì lực căng tính toán gấp 2 lần so với cách bơm thông thường. Vì vậy ta lựa chọn thi công neo với cách bơm vữa bằng TAM với "Double packer".

Mặt khác, với 4 sợi cáp 12'7mm có sức chịu tải tính toán là $0,62\% \cdot 4 \cdot 183,7 = 455,6$

kN và đây chính là sức chịu tải làm việc của neo vì sức chịu tải theo độ bền đất nền lớn hơn. Lực căng ở bước thi công được lựa chọn trên cơ sở bài toán lập để đảm bảo với bước đào cuối cùng thì lực căng trong neo không được vượt quá khả năng tính toán của neo. Với công trình này ta lựa chọn lực khóa neo $T_{lock} = 150$ kN/m tức 300 kN/neo. Các neo này được liên kết với tường chắn qua dầm cứng (là 2 dầm thép H250 đặt song song) nhằm đảm bảo điều kiện làm việc đồng thời của hệ kết cấu. Các dầm ngang này có nhiệm vụ tiếp nhận tải trọng từ neo và phân phối vào hệ thống tường cọc.

4.4. Phân tích kết quả tính toán

Với việc sử dụng Plaxis 2D-2011, ta mô hình tường cọc theo từng bước tương ứng với từng giai đoạn thi công thực tế cụ thể:

Bước 1: Thi công cọc nhồi liên tục (cao độ hiện trạng -1,5m)

Bước 2: Đào đến cao độ -5,6m

Bước 3: Thi công neo đất ở cao độ -5,0m

Bước 4: Thi công đào đến cao độ lớn nhất -9,2m.

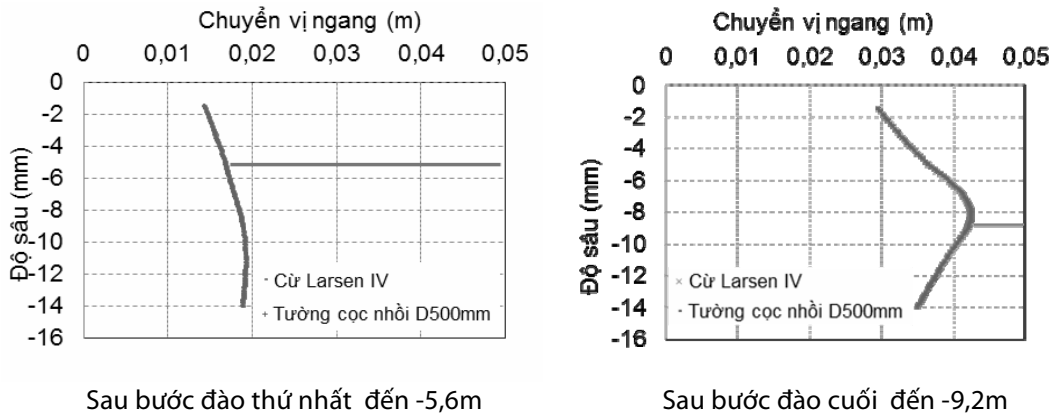
Hình 6 và Hình 7 chỉ ra so sánh chuyển vị ngang và mô men tường trong hệ tường cọc khoan nhồi đường kính nhỏ –neo và cừ Larsen- neo ở bước đào đầu tiên (đến -5,6m) và bước đào cuối cùng (đến -9,2m). Vì độ cứng của tường cừ Larsen và tường cọc nhồi khá sát nhau nên ta thấy biểu đồ chuyển vị ngang và biểu đồ bao mô men là khá sát nhau.

Ứng với độ sâu đào lớn nhất là (-9,2m), ta có lực căng tính toán trong neo lúc đó là 350 kN, nhỏ hơn khả năng chịu lực tính toán của neo là 455,6 kN. Tập trung vào lực

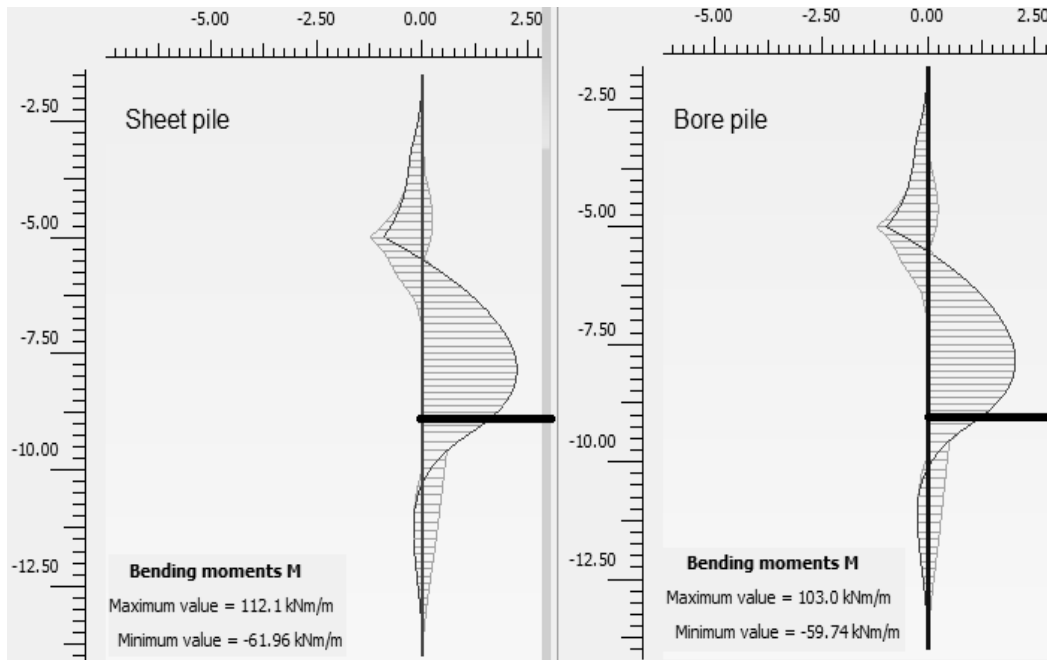
KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

neo tính toán của neo đất, ở bước thi công thứ 3, trước khi thi công neo đại trà, ta phải kéo thử neo với lực căng 1,25 lần lực căng làm việc (là 450kN). Kết quả thực nghiệm

cho ta thấy quan hệ lực – biến dạng là quan hệ tuyến tính, và neo chưa đạt tới trạng thái giới hạn. Điều này cho phép ta khẳng định việc dự tính lực neo ở phía trên là chính xác



Hình 6: So sánh chuyển vị ngang của tường cọc



Hình 7: So sánh biểu đồ bao mô men trong tường cừ thép và trong tường cọc

Quan trắc chuyển vị của tường cọc trên công trường cho thấy chuyển vị ngang lớn

nhất ở đỉnh của tường cọc ở bước đào đầu tiên (đến cao độ -5,6m) thu được là 14mm,

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

còn ở bước đào cuối cùng (đến cao độ - 9,2m) là 28mm. Các kết quả này khá tương đồng nếu ta so sánh với chuyển vị ngang của tường trong mô hình tính toán 2D (tương ứng là 15mm và 30mm). Tuy nhiên, theo kết quả tính toán thì chuyển vị ngang của tường cọc ở bước đào cuối cùng (đến - 9,2m) sẽ lớn nhất là 42mm, ở vị trí gần đáy hố đào. Kết quả này khá gần với yêu cầu về điều kiện của chuyển vị ngang của tường là $H/200 = 38,5\text{mm}$ trong đó H là chiều sâu

của hố đào (7,7m) theo P.J Sabatini et al (1999) [4] và các kết quả nghiên cứu khác với giá trị chuyển vị ngang khổng chế khoảng 50mm [2].

Mặt khác, nếu so sánh về vấn đề kinh tế thì ta nhận thấy giá thành của 2 phương án này theo tính toán cho 100m dài là như nhau (xem khối lượng neo và các kết cấu chống đỡ khác là như nhau, giá cử bao gồm thuê cử ước tính 6 tháng, ép cử và rút cử) (bảng 5).

Bảng 5: So sánh giải pháp tường cọc nhồi và tường cử

Giải pháp cọc nhồi liên kế D 500			Giải pháp tường cử Larsen IV		
Khối lượng (m)	Đơn giá (VNĐ)	Thành tiền (VNĐ)	Khối lượng (m)	Đơn giá (VNĐ)	Thành tiền (VNĐ)
1,790	600,000	1,074,626,870	3,000	358,000	1,074,000,000

5. Kết luận

Giải pháp sử dụng tường cọc nhồi liên tục và nhất là tường cọc nhồi đường kính nhỏ (D300-D500) là một trong những giải pháp hữu hiệu –tiết kiệm để giữ ổn định hố đào sâu nhất, phù hợp với các công trình xây chen.

Sử dụng công nghệ bơm vữa bằng T.A.M có sử dụng Double Parkers khi thi công neo đất giúp tăng được khả năng chịu tải của neo.

Tính toán mô hình 2D bằng phần mềm Plaxis với mô hình đất nền Mohr-Coulomb cho các kết quả chuyển vị lớn hơn quan trắc, nhưng có thể chấp nhận được.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Nguyễn Bá Kế (2002), *Thiết kế và thi công hố móng sâu. Nhà xuất bản xây dựng*
2. Nguyễn Ngọc Thanh, Nguyễn Phương Duy (2013), *Numerical calculation and confronting with movement monitoring data of contiguous bored piles and ground anchors retaining system for a deep excavation, New Technologies for Urban Safety of Mega Cities in Asia*
3. Nguyễn Ngọc Thanh (2010), *Nghiên cứu ứng dụng neo đất trong thi công hố đào sâu, Tạp chí khoa học kiến trúc xây dựng, Đại Học Kiến Trúc Hà Nội.*
4. Sabatini P.J, Pass D.G, Bachus R.C (1999) "Ground anchors and Anchored systems-Geotechnical Engineering Circular No.4" - US Departement of Transportation (6/1999)
5. Tezaghi and Peck, 1967, *Soil mechanics in Engineering Praticce, John Wiley and Sons, Inc*
6. BS 8081: 1989: *British Standard Code of practice for Ground anchorages*
7. *Recommandation TA-95 Tirant ancrage (1995), Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle., CFMS, Eyrolles*

TÍNH TOÁN GIÁ TRỊ LỰC CĂNG BAN ĐẦU TRONG CẦU DÂY VẏNG THỊ CÔNG BẏNG PHƯƠNG PHÁP CĂNG CHỈNH MỘT LẦN SỬ DỤNG PHẦN MỀM MIDAS CIVIL

CALCULATION OF INITIAL CABLE FORCES IN STAYED-CABLE BRIDGE BY ONE TIME TENSION ADJUSTMENT USING MIDAS CIVIL

Nguyễn Quốc Bảo

Khoa Xây dựng Cầu đường, Trường Đại học Xây dựng

Tóm tắt: Tính toán lực căng dây ban đầu trong cầu dây văng bằng phần mềm Midas Civil hiện nay đang được ứng dụng nhiều, tuy nhiên phần mềm này chưa đưa ra kết quả hợp lý đối với những trường hợp phức tạp, như: số lượng dây lớn và thi công phân đoạn. Tác giả đề xuất hai phương pháp hiệu chỉnh dựa trên những lý thuyết đã có để tìm được giá trị lực căng dây nhanh nhất, nâng cao hiệu quả sử dụng phần mềm.

Từ khóa: lực căng dây ban đầu, cầu dây văng, Midas Civil.

Summary: The initial cable forces in cable-stayed bridge is usually calculated by Midas Civil software. However, this software does not give reasonable results for complex cases, such as the large number of cables and segmental construction. The author proposes two methods, based on known theories, in order to determine initial cable forces and improve the efficiency of software.

Keywords: initial cable force, cable-stayed bridge, Midas Civil.

1. Giới thiệu chung

Cầu dây văng là một kết cấu có thể vượt được nhịp lớn và có kiểu dáng kiến trúc đẹp: cầu Milau (Pháp, chiều dài nhịp chính 342m), cầu Russky (Nga, 1104m), cầu Normandie (Pháp, 856m), cầu Mỹ Thuận (350m), cầu Bãi Cháy (435m), cầu Cần Thơ (550m), cầu Nhật Tân (300m)... Do đó, ngày càng có nhiều cầu loại này được thiết kế và xây dựng.

Một trong những vấn đề cần giải quyết khi thiết kế và xây dựng cầu dây văng là xác định giá trị lực căng ban đầu trong các dây văng. Mục tiêu của việc làm này là để biểu đồ mômen uốn trong dầm chủ có dạng hợp lý khi chịu tĩnh tải hoặc/và tải trọng của cầu sau khi thi công đúng với thiết kế. Bản chất của việc điều chỉnh/xác định lực căng ban đầu này là tạo trước biến dạng hoặc nội

lực (bằng cách căng chỉnh các dây văng) ngược hướng với biến dạng hoặc nội lực do tĩnh tải gây ra. Tổng hợp các giá trị ngược hướng này sẽ đạt được mục tiêu của việc điều chỉnh. Thường thì nếu mục tiêu điều chỉnh là trặc dọc (hay chuyển vị) thì biểu đồ mômen sẽ khó được hợp lý và ngược lại.

Hiện nay có ba cách điều chỉnh nội lực phụ thuộc vào số lần căng của mỗi dây: căng chỉnh một lần (mỗi dây văng được căng chỉnh một lần trong suốt quá trình thi công), căng chỉnh hai lần (sơ chỉnh, vi chỉnh) và căng chỉnh nhiều lần.

Bài báo chỉ tập trung nghiên cứu phương pháp tính lực căng ban đầu với hàm mục tiêu là độ võng của dầm chủ tại các điểm neo dây sử dụng phương pháp căng chỉnh một lần mô hình bằng phần mềm Midas Civil.

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

2. Phương pháp căng chỉnh một lần và hạn chế của phần mềm Midas Civil

Cầu dây văng thường được thi công phân đoạn (hiện nay chủ yếu dùng công nghệ thi công đúc/lắp hẫng cân bằng) nên nội lực và độ võng được hình thành theo từng giai đoạn thi công.

Khi tính toán giá trị lực căng ban đầu cho cầu dây văng theo phương pháp căng chỉnh một lần, giá trị lực căng tìm được cần thỏa mãn hàm mục tiêu độ võng:

$$y_{yc} = y_0 + y_{DC} + y_{DW} + y_P$$

Trong đó:

y_{yc} : độ võng yêu cầu (mục tiêu của bài toán), thường được tính tại thời điểm khai thác, có kể đến quá trình thi công,

y_0 : độ võng ban đầu,

y_{DC} : độ võng do tải trọng bản thân dầm và các bộ phận kết cấu gây ra trong quá trình thi công và khai thác,

y_{DW} : độ võng do tải trọng lớp phủ và các tiện ích khác gây ra trong quá trình thi công và khai thác,

y_P : độ võng (hay độ võng ngược) do lực căng trước trong dây văng gây ra trong quá trình thi công và khai thác.

Phần mềm Midas Civil có tích hợp chức năng Get Unknown load factors để điều chỉnh (tính toán lại) giá trị lực căng trong dây trên cơ sở thỏa mãn hàm mục tiêu (ở đây là chuyển vị của dầm tại các điểm neo dây). Chức năng này đưa ra kết quả chính xác và

nhau chóng với trường hợp cầu dây văng ít dây hoặc trường hợp cầu được thi công trên đà giáo cố định và căng chỉnh toàn bộ dây cùng lúc và một lần. Tuy nhiên, khi xét đến toàn bộ quá trình thi công và khi số lượng dây văng lớn, việc tìm được giá trị lực căng ban đầu (bài toán tối ưu) bằng Midas Civil không phải lúc nào cũng cho kết quả hợp lý.

3. Tính toán lực căng ban đầu và lực căng hiệu chỉnh có xét đến quá trình thi công

Vấn đề đặt ra là cần phải đưa ra các phương pháp để tính giá trị lực căng nhanh nhất. Bài toán lập thường được sử dụng để tìm nghiệm tối ưu, gồm các bước chính sau đây:

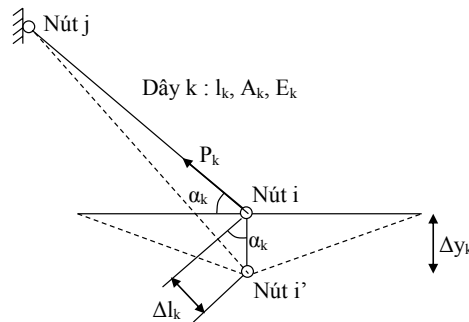
Bước 1: Mô hình hóa cầu dây văng theo từng giai đoạn thi công bằng phần mềm Midas Civil và chọn một giá trị lực căng ban đầu cho từng dây.

Bước 2: Gán giá trị lực căng vào từng dây.

Bước 3: Kiểm tra kết quả giá trị chuyển vị của dầm tại các nút neo dây, nếu thỏa mãn hàm mục tiêu thì giá trị lực căng hiện tại chính là giá trị cần tìm và thoát khỏi vòng lặp.

Bước 4: Nếu không thỏa mãn hàm mục tiêu thì cần hiệu chỉnh giá trị lực căng và lặp lại từ bước 2.

Việc chọn giá trị lực căng ban đầu tại bước 1 và hiệu chỉnh lực căng tại bước 4 có ảnh hưởng rất lớn đến thời gian lập (thời gian để kết quả hội tụ).

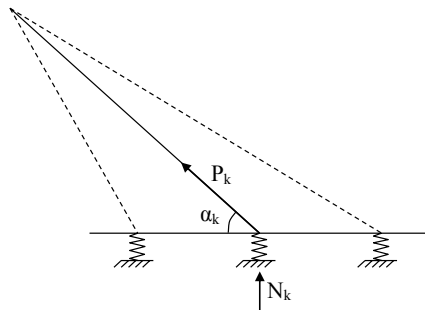


Hình 1. Sơ đồ phân tích, tính toán giá trị lực căng dây văng cần hiệu chỉnh, 2

Hiệu chỉnh giá trị lực căng dây có thể dựa trên việc hiệu chỉnh giá trị độ giãn dài của từng dây, 2. Biện pháp này giả thiết rằng các nút neo dây trên tháp (nút j) không có chuyển vị và lực căng tại dây thứ k chỉ ảnh hưởng tới chuyển vị của dầm tại nút neo dây k (nút i) mà không ảnh hưởng đến những điểm khác, xem Hình 1. Giả thiết này ít phù hợp với thực tế, tuy nhiên sau một số lần lặp thi ảnh hưởng của lực căng dây k gây ra cho các nút khác (ngoài nút i) sẽ được tự động hiệu chỉnh và vì vậy biện pháp này sẽ cho kết quả hợp lý.

Khi nút i (trên dầm) dịch chuyển đến vị trí mới (nút i'), thì độ giãn dài của dây k được tính gần đúng như sau, 2:

$$\Delta l_k = \Delta y_k \cdot \sin(\alpha_k)$$



Hình 2. Sơ đồ phân tích, tính toán giá trị lực căng dây ban đầu

Lựa chọn giá trị lực căng ban đầu có ảnh hưởng rất lớn đến số vòng lặp, do đó, tác giả đề xuất hai phương pháp lựa chọn sau:

Phương pháp 1: Giá trị này được gán bằng giá trị lực căng tìm được bằng Midas Civil khi giả thiết cầu được thi công trên hệ dầm giáo cố định và căng chỉnh dây đồng thời một lần duy nhất (với giả thiết nêu trên thì chức năng Unknowns load factors của Midas Civil hoạt động rất hiệu quả).

Phương pháp 2: Khi coi cầu dây văng là một dầm liên tục kê trên các gối tựa đàn hồi thì giá trị lực căng ban đầu, P_k , có thể lấy bằng

Và do vậy, lực căng trong dây k cần được hiệu chỉnh một trị số bằng:

$$\Delta P_k = (\Delta l_k \cdot A_k \cdot E_k) / l_k$$

Trong đó:

α_k : góc nghiêng ban đầu của dây k,

Δy_k : chuyển vị của nút i,

Δl_k : độ giãn dài của dây k,

ΔP_k : lực căng trong dây k cần hiệu chỉnh,

l_k : chiều dài dây k,

A_k : diện tích dây k,

E_k : mô đun đàn hồi của vật liệu làm dây k.

Nếu nút i chuyển vị theo hướng đi xuống (quy định là chiều âm), có nghĩa là $\Delta y_k < 0$, khi đó cần giảm trị số lực căng trong dây k đi một lực bằng ΔP_k . Ngược lại, nếu $\Delta y_k > 0$, khi đó cần tăng trị số lực căng trong dây k lên một lực bằng ΔP_k .

trị số của phản lực gối tựa, N_k và sin góc nghiêng ban đầu của dây, α_k , xem Hình 2, 2. Phản lực gối tựa, N_k , một cách gần đúng có thể lấy bằng tích số của giá trị tải trọng phân bố đều trên chiều dài cầu và khoảng cách giữa các dây văng. Việc khống chế chuyển vị đỉnh tháp cũng được thực hiện tương tự việc hiệu chỉnh giá trị lực căng dây.

4. Ứng dụng tính toán lực căng ban đầu

Cầu dây văng có nhịp 150 + 300 + 150 (m), được thi công bằng phương pháp lắp hẫng cân bằng, được nghiên cứu và mô hình hóa bằng phần mềm Midas Civil có các đặc trưng sau:

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

Chiều dài toàn cầu: $L = 150 + 300 + 150$
 $= 600$ (m).

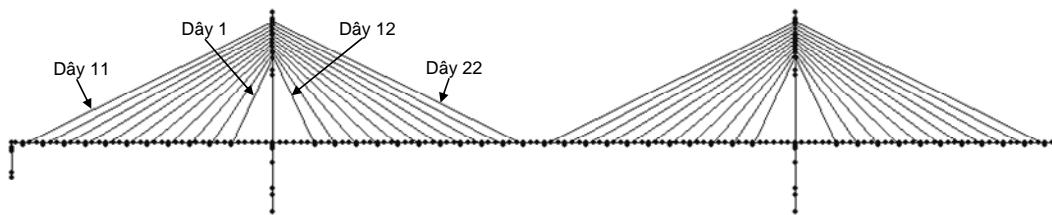
Bề rộng toàn cầu $B = 35.6$ m bao gồm:

Dải phân cách giữa: 1.5 m,
Làn xe cơ giới: 6×3.75 m,
Dải an toàn: 2×0.15 m,
Làn xe máy và xe thô sơ: 2×3.3 m,
Làn đường người đi: 2×0.75 m,
Gờ lan can: 2×0.40 m,
Neo dây: 2×1.2 m.

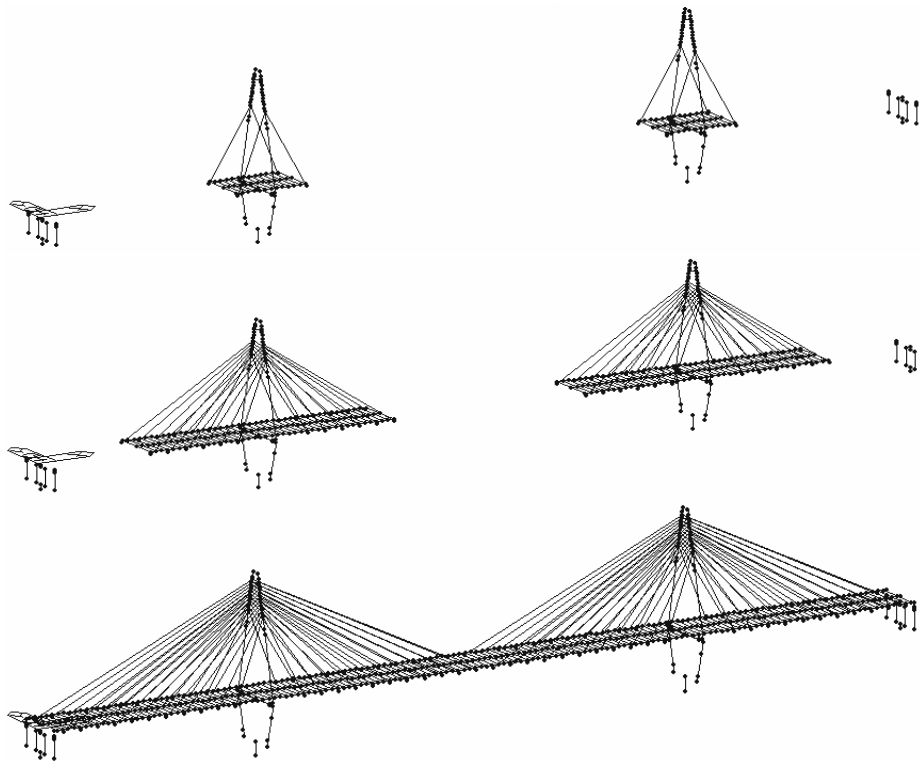
Tháp cầu là tháp chữ A chân thu hẹp, có 2 dầm ngang trên và dưới.

Dầm chủ được cấu tạo bởi 2 dầm thép chữ I liên hợp với bản mặt cầu bằng bê tông cốt thép. Khoảng cách 2 dầm chủ theo phương ngang cầu là 33.2 m. Ngoài ra cầu còn bố trí các dầm ngang và dầm dọc phụ.

Sơ đồ bố trí dây văng theo hình rẽ quạt, toàn cầu có $11 \times 2 \times 4 = 88$ dây văng. Hệ cáp văng dùng các tao song song có diện tích mặt cắt ngang khác nhau.



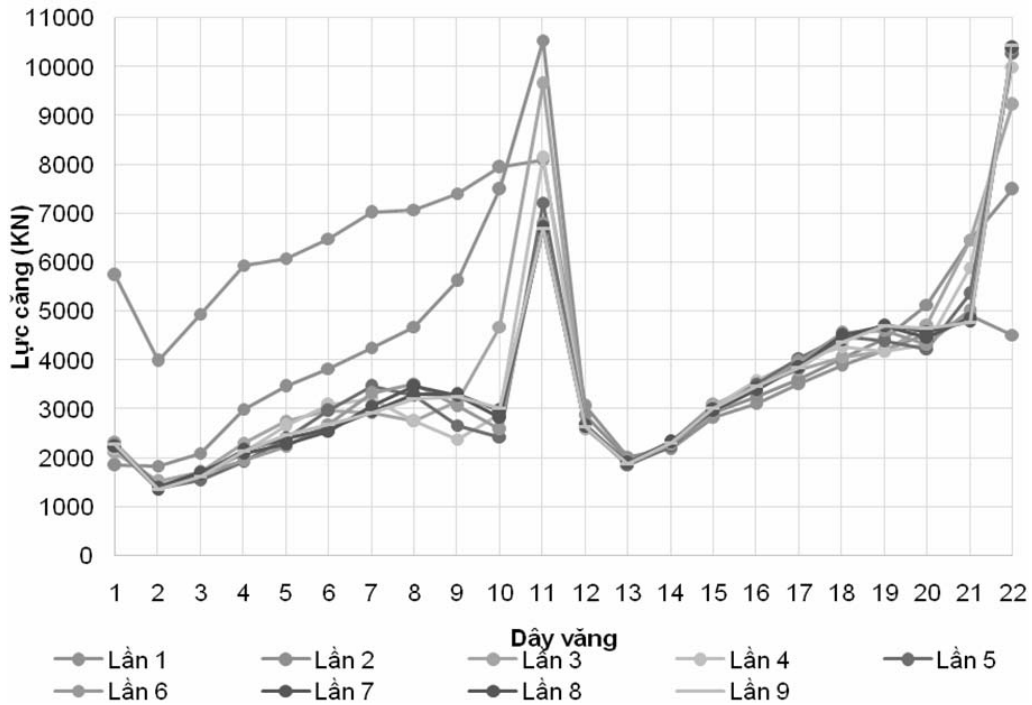
Hình 3. Sơ đồ bố trí dây văng



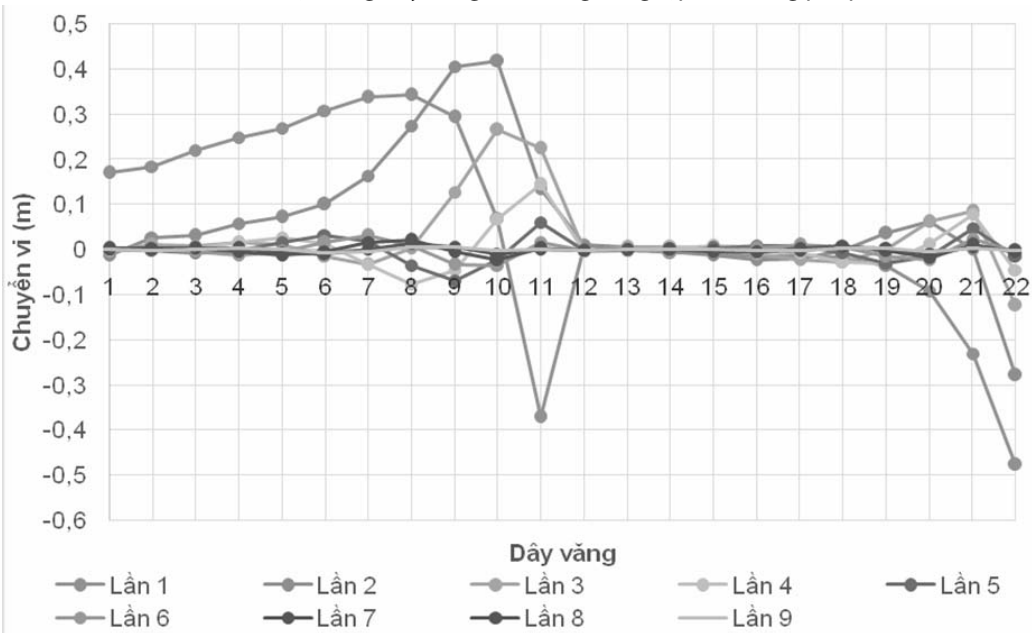
Hình 4. Một số giai đoạn thi công đúc hẫng cân bằng

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

Việc xác định giá trị lực căng ban đầu được thực hiện theo hai phương pháp đã nêu ở phần trên với mục tiêu độ võng của dầm chủ không vượt quá sai số $\pm 0.01\text{m}$ khi chịu tác động của tĩnh tải và lực căng dây, có xét đến khống chế chuyển vị đỉnh tháp.

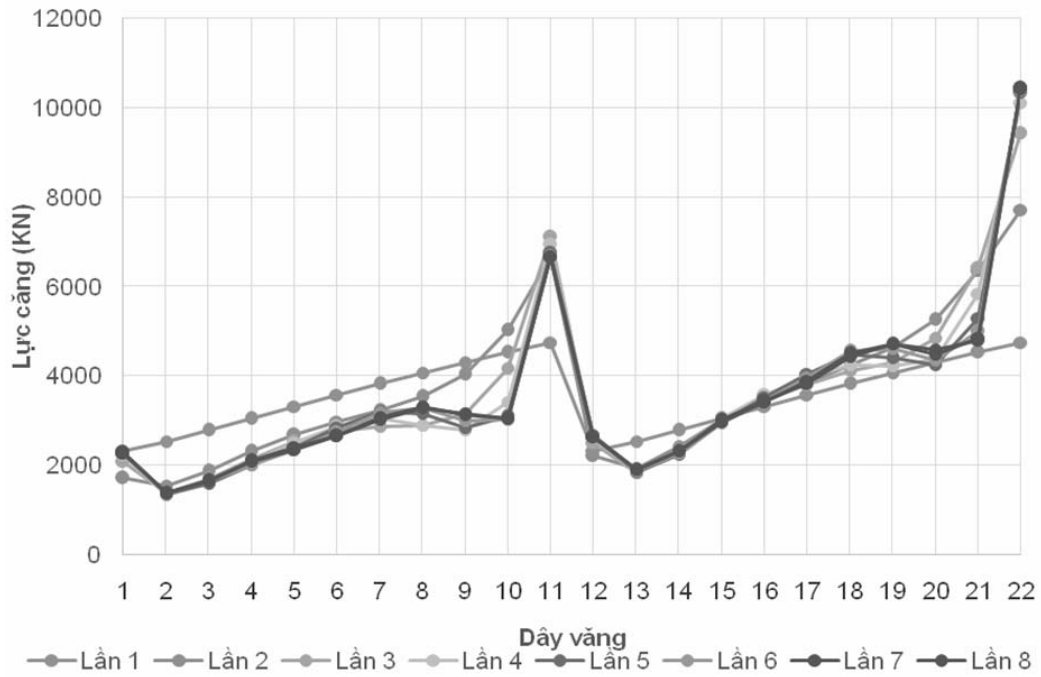


Hình 5. Lực căng dây văng theo từng vòng lặp – Phương pháp 1

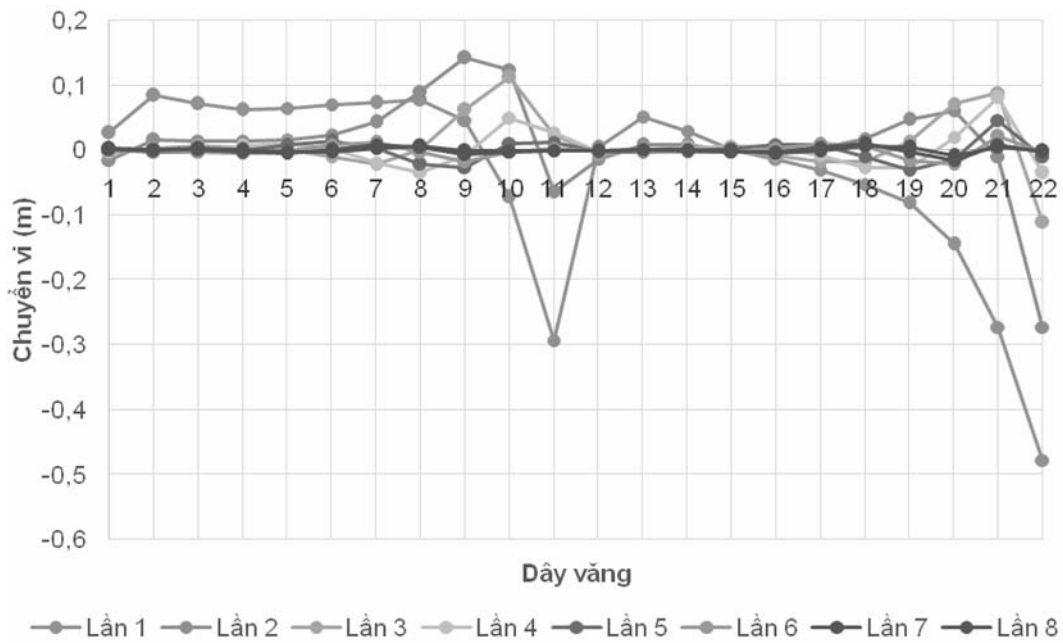


Hình 6. Chuyển vị các điểm neo dây trên dầm theo từng vòng lặp – Phương pháp 1

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG



Hình 7. Lực căng dây văng theo từng vòng lặp – Phương pháp2



Hình 8. Chuyển vị các điểm neo dây trên dầm theo từng vòng lặp – Phương pháp2

Kết quả hội tụ và thỏa mãn hàm mục tiêu sau 9 vòng lặp đối với phương pháp 1 và 8 vòng lặp với phương pháp 2, xem Hình 5 - Hình 8.

Lực căng dây lần 1 trong phương pháp 1 chính là kết quả nhận được từ Midas Civil khi giả thiết cầu thi công trên hệ dầm giáo cố định và căng dây đồng thời một lần duy nhất, xem Hình 5. Tuy nhiên khi sử dụng lực căng dây này cho cầu được thi công phân đoạn như nêu trên thì giá trị chuyển vị tại nút neo dây trên dầm tìm được chưa hợp lý, xem Hình 6.

Phương pháp 2 cho kết quả hội tụ nhanh hơn phương pháp 1 là do giá trị lực căng ban đầu hợp lý hơn. Hơn nữa, giá trị lực căng ban đầu tính theo phương pháp 2 đơn giản hơn do chỉ tính dựa vào tính tải phân bố

đều, góc ban đầu của dây và khoảng cách các điểm neo dây trên dầm, mà không phải xây dựng thêm một mô hình bằng Midas Civil như phương pháp 1. Do đó, phương pháp 2 được đề xuất sử dụng. Cả hai phương pháp đều cho giá trị chuyển vị hội tụ tương đối nhanh minh chứng biện pháp hiệu chỉnh lực căng dựa trên hiệu chỉnh độ dãn dài của dây đạt hiệu quả cao.

5. Kết luận

Bài báo đã giải quyết được vấn đề tính toán giá trị lực căng ban đầu trong cầu dây văng bằng phương pháp chỉnh chỉnh một lần, khắc phục được tính năng Unknowns load factors trong Midas Civil cho các trường hợp phức tạp, góp phần nâng cao hiệu quả sử dụng phần mềm này.

Lời cảm ơn:

Nghiên cứu này được tài trợ bởi Quỹ phát triển khoa học và công nghệ quốc gia (NAFOSTED) trong đề tài mã số "107.01-2013.26".

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. *Midas Civil 2011 Manual.*
2. *Walter Podolny Jr., John B. Scalzi, (1986), Construction and design of cable-stayed bridge, Publisher: Wiley-Interscience.*

ẢNH HƯỞNG CỦA CƯỜNG ĐỘ CHỊU NÉN CỦA BÊ TÔNG ĐẾN LỰC BÁM DÍNH GIỮA CỐT THÉP VÀ BÊ TÔNG

EFFECT OF CONCRETE COMPRESSIVE STRENGTH ON STEEL - CONCRETE BOND

TS. Nguyễn Trung Hiếu
Trường Đại học Xây dựng

Tóm tắt: Nội dung bài báo trình bày kết quả nghiên cứu thực nghiệm ảnh hưởng của cường độ chịu nén của bê tông đến lực bám dính giữa cốt thép và bê tông. Các mẫu thí nghiệm lực bám dính được chế tạo theo chỉ dẫn của RILEM RC6 với 05 nhóm mẫu bê tông có giá trị cường độ chịu nén khác nhau và có cùng cốt thép liên kết $\varnothing 12$. Kết quả thu được cho phép hiểu rõ cơ chế phá hủy liên kết cốt thép- bê tông cũng như định lượng được quan hệ giữa cường độ chịu nén của bê tông và lực bám dính giữa cốt thép và bê tông.

Từ khóa: bê tông, lực bám dính, liên kết, độ dịch chuyển.

Summary: The paper's content presents the experimental study results of the effect of the concrete compressive strength on steel-concrete bond. The samples for bond testing follow RILEM RC6 with 05 groups of concrete sample which are different in compressive strength values, but using the same steel bar $\varnothing 12$. The results help to understand the damage mechanisms of steel-to-concrete connections as well as assessing relationships between the concrete compressive strength and the steel-concrete adhesive bond.

Keywords: concrete, adhesive force, connection, displacement.

1. Đặt vấn đề

Kết cấu bê tông cốt thép được cấu thành bởi hai loại vật liệu là bê tông và thép. Sự làm việc chung của hai loại vật liệu này được đảm bảo thông qua lực bám dính giữa chúng, làm cho cốt thép và bê tông cùng biến dạng với nhau và có sự truyền lực qua lại giữa chúng. Lực bám dính giữa cốt thép và bê tông được tạo nên thông qua các nhân tố cơ bản như lực ma sát giữa bề mặt cốt thép và bề mặt bê tông, lực dán dính giữa cốt thép và bê tông nhờ keo xi măng và lực bám do các gờ cốt thép (đối với cốt thép gai) với bề mặt bê tông. Lực bám dính giữa cốt thép và bê tông chịu tác dụng của nhiều yếu tố như trạng thái chịu lực của kết cấu, chiều dài đoạn thép neo trong bê tông, ảnh

hưởng của các yếu tố đến biến dạng nở ngang của bê tông ví dụ như cốt thép đai, cường độ bê tông...

Thí nghiệm xác định lực bám dính thường được thực hiện trên các mẫu thí nghiệm được chế tạo bằng cách đổ bê tông ôm lấy đoạn cốt thép. Thí nghiệm bằng cách kéo hoặc nén cho cốt thép bị tuột khỏi bê tông. Từ đó cho phép xác định được ứng suất bám dính trung bình, ký hiệu τ , theo công thức sau:

$$\tau = \frac{P}{\pi \phi l}$$

Trong đó P là lực kéo làm cốt thép tụt khỏi bê tông; ϕ là đường kính cốt thép; l là chiều dài cốt thép neo trong bê tông.

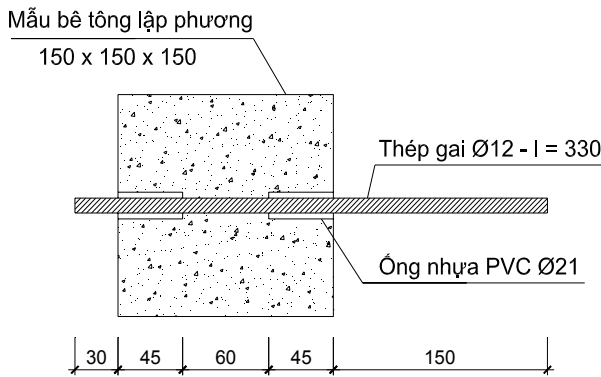
Lực bám dính giữa cốt thép và bê tông là một thông số quan trọng trong thiết kế kết cấu công trình bê tông cốt thép. Là yếu tố quyết định chiều dài neo của cốt thép trong bê tông để đảm bảo cốt thép không bị kéo (hoặc nén) tuột khỏi bê tông khi kết cấu làm việc. Trong các tiêu chuẩn thiết kế hiện hành, phần lớn đều đưa ra công thức xác định lực bám dính và các công thức tính đều là các công thức thực nghiệm được xây dựng dựa trên các thông số ảnh hưởng đến lực bám dính như chất lượng bê tông, bề mặt cốt thép và trạng thái chịu lực.

Nội dung bài báo trình bày kết quả nghiên cứu thực nghiệm ảnh hưởng của cường độ bê tông đến lực bám dính giữa cốt thép và bê tông. Vật liệu bê tông được lựa chọn để nghiên cứu có cường độ phổ biến trong thực tế xây dựng ở nước ta hiện nay. Nghiên cứu thực nghiệm được tiến hành tại Phòng thí nghiệm và kiểm định công trình - Trường Đại học Xây dựng.

2. Nghiên cứu thực nghiệm

2.1. Mẫu thí nghiệm và vật liệu chế tạo

Trên hình vẽ 1 trình bày cấu tạo mẫu thí nghiệm xác định lực bám dính giữa cốt thép và bê tông. Thanh thép gai $\varnothing 12$ (nhóm thép CIII) đi qua tâm mẫu bê tông hình lập phương cạnh 150 mm. Chiều dài tiếp xúc giữa mẫu thép và bê tông được lấy bằng $5d$ với d là đường kính của cốt thép theo chỉ dẫn trong RILEM RC6 [4]. Theo tài liệu này, chiều dài tiếp xúc $5d$ đảm bảo ứng suất bám dính sinh ra do lực kéo thanh thép phân bố đồng đều trên đoạn tiếp xúc đồng thời theo tác giả Choi, K [5] chiều dài tiếp xúc này đảm bảo không gây ra sự phân tán kết quả thí nghiệm. Bên cạnh đó, thực tế thí nghiệm cho thấy chiều dài $5d$ là phù hợp với mẫu bê tông kích thước cạnh 150mm để tránh việc phá hoại mẫu bê tông hoặc cốt thép bị đứt trước khi liên kết giữa cốt thép-bê tông bị phá hoại.



a- Cấu tạo mẫu thí nghiệm



b- Hình ảnh mẫu thí nghiệm

Hình 1. Mẫu thí nghiệm xác định lực bám dính

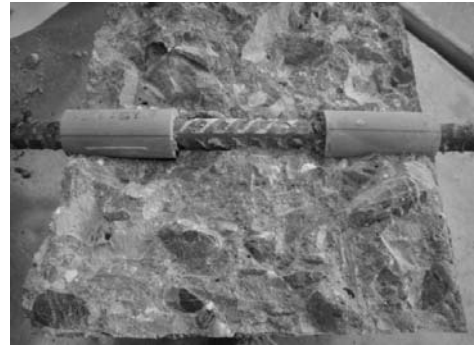
Trên hình 2.a giới thiệu hình ảnh các thanh cốt thép $\varnothing 12$ được chuẩn bị trước khi đổ bê tông các mẫu thí nghiệm. Phần cốt thép không tiếp xúc với bê tông được lồng

trong 02 đoạn ống nhựa PVC đường kính D21 có chiều dài mỗi đoạn 45 mm. Phần cốt thép $\varnothing 12$ liên kết với bê tông có chiều dài 60 mm như minh họa trên hình 2.b.

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG



a- Chuẩn bị cốt thép



b- Minh họa chiều dài liên kết thép - bê tông

Hình 2. Chuẩn bị thanh thép thí nghiệm

Liên quan đến vật liệu bê tông chế tạo, trong nghiên cứu này, 05 nhóm mẫu bê tông có cường độ chịu nén khác nhau ký hiệu từ M1 đến M5 được chế tạo. Thành phần vật liệu bê tông chế tạo của các nhóm mẫu thí nghiệm được trình bày trong bảng 1. Với mỗi nhóm mẫu chế tạo 03 mẫu thí nghiệm bám dính và 03 mẫu bê tông hình lập phương 150x150x150 mm để thí nghiệm xác định cường độ chịu nén của bê

tông. Các mẫu thí nghiệm bám dính cũng như các mẫu thí nghiệm xác định cường độ chịu nén được bảo dưỡng trong cùng điều kiện và cùng được thí nghiệm ở tuổi 28 ngày. Thí nghiệm xác định cường độ chịu nén của bê tông được thực hiện theo chỉ dẫn trong tiêu chuẩn TCVN 3118:1993 [1]. Giá trị trung bình của cường độ chịu nén xác định trên 03 mẫu thử cũng được trình bày trên bảng 1 dưới đây.

Bảng 1. Cấp phối vật liệu chế tạo (kg/m³)

Nhóm mẫu	Thành phần cấp phối (kg/m ³)				Cường độ chịu nén R28 (MPa)
	Xi măng PCB40	Cát vàng	Đá 1x2	Nước	
M1	311	710	1285	195	16,8
M2	357	680	1272	195	25,5
M3	409	649	1258	195	29,8
M4	467	596	1240	185	35,6
M5	477	596	12530	185	41,5

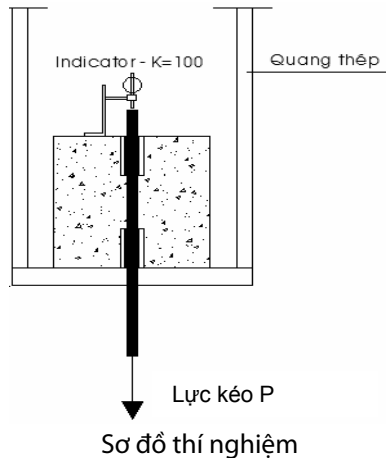
2.2. Sơ đồ thí nghiệm và bố trí dụng cụ đo

Các mẫu thí nghiệm được lắp dựng như minh họa trên hình 3. Mẫu thí nghiệm được đặt lên hệ quang treo bằng thép cho phù hợp với thiết bị thí nghiệm hiện có của phòng thí nghiệm. Lực kéo P tác dụng

lên thanh thép ở đầu phía dưới như trên hình 3.a được tạo ra bởi máy thí nghiệm kéo. Độ dịch chuyển của thanh cốt thép so với bê tông dưới tác dụng của tải trọng P được xác định thông qua 01 Indicator (có hệ số khuếch đại K=100) gắn vào đầu phía

trên của thanh cốt thép. Indicator được lắp vào bộ giá và được đặt trực tiếp lên bề mặt mẫu bê tông. Cách lắp dụng cụ đo này cho phép loại trừ ảnh hưởng của biến dạng của mẫu bê tông và hệ quang treo đến kết quả thí nghiệm. Tải trọng tác dụng lên thanh cốt thép được tăng dần từng cấp

cho đến khi liên kết cốt thép và bê tông bị phá hoại (thanh cốt thép tuột khỏi mẫu bê tông). Số đọc trên Indicator được xác định ứng với từng cấp tải trọng cho phép xác định được mối quan hệ giữa tải trọng tác dụng với độ dịch chuyển của thanh cốt thép trong bê tông.



Hình ảnh thí nghiệm

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

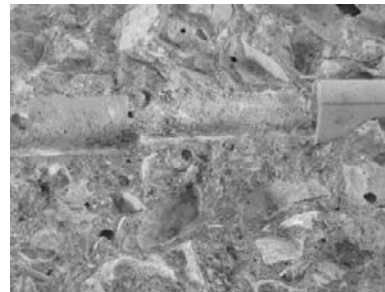
3. Phân tích và đánh giá kết quả

Tất cả liên kết cốt thép- bê tông của các mẫu thí nghiệm đều bị phá hoại do thanh cốt thép bị kéo tuột khỏi mẫu bê tông như minh họa trên hình 4.a. Trên hình 4.b minh họa hình ảnh bề mặt của bê tông tại vùng tiếp xúc sau khi mẫu thép bị kéo tuột. Có thể nhận thấy lớp bê tông ở vùng bề mặt tiếp xúc bị cứng như phần bê tông sau gờ cốt thép bị vỡ vụn. Điều

này có thể giải thích rằng khi cốt thép chịu kéo (hoặc nén) sẽ tạo ra các ứng suất nén chính lên phần bê tông sau gờ cốt thép và các ứng suất kéo chính vuông góc với các ứng suất nén chính. Khi ứng suất kéo chính vượt quá cường độ chịu kéo của bê tông sẽ dẫn đến nứt vùng bê tông này. Liên kết cốt thép- bê tông sẽ bị phá vỡ hoàn toàn khi các vết nứt trên bề mặt tiếp xúc phát triển và kết hợp với nhau.



Mẫu thép bị kéo tuột khỏi bê tông



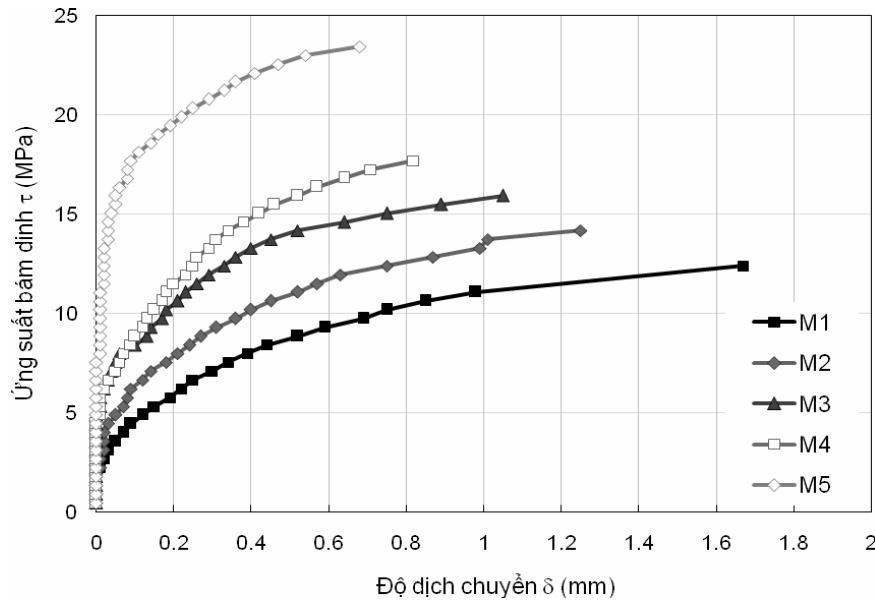
Phá hủy bề mặt tiếp xúc thép- bê tông

Hình 4. Hình ảnh phá hoại liên kết cốt thép- bê tông

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

Trên hình 5 trình bày các biểu đồ quan hệ giữa ứng suất bám dính τ và khoảng dịch chuyển δ thu được qua thí nghiệm trên các nhóm mẫu, trong đó mỗi số liệu là giá trị trung bình của 03 mẫu thí nghiệm tương ứng với mỗi nhóm mẫu. Có thể nhận thấy

với cùng một giá trị dịch chuyển δ của cốt thép thì ứng suất bám dính tăng khi cường độ chịu nén của bê tông tăng. Ứng suất bám dính xác định trên nhóm mẫu M5 cao hơn đáng kể so với kết quả thu được trên các nhóm mẫu thí nghiệm khác.



Hình 5. Biểu đồ quan hệ cường độ bám dính τ - độ dịch chuyển δ của các nhóm mẫu

Từ biểu đồ trên hình 5 có thể xác định được ứng suất bám dính lớn nhất τ_{max} và độ dịch chuyển lớn nhất δ_{max} của từng nhóm mẫu thí nghiệm. Các giá trị này được trình bày trong bảng 2 dưới đây. Có thể nhận thấy, cường độ bê tông ảnh hưởng rõ ràng đến sự bám dính cốt thép và bê tông.

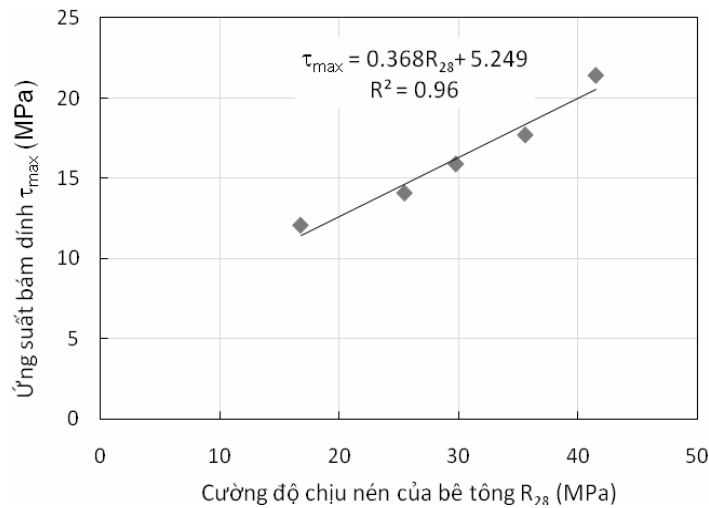
Khi cường độ bê tông tăng lên làm chậm quá trình hình thành vết nứt trên lớp bê tông ở bề mặt tiếp xúc (vết nứt xuất hiện khi ứng suất kéo trên kết cấu do tải trọng tác dụng lên cốt thép vượt quá cường độ chịu kéo của bê tông) dẫn đến tăng độ bền của liên kết cốt thép và bê tông.

Bảng 2. Giá trị τ_{max} và δ_{max} của các nhóm mẫu thí nghiệm

Nhóm mẫu	τ_{max} (MPa)	δ_{max} (mm)
M1	12,4	1,67
M2	14,1	1,25
M3	15,9	1,05
M4	17,7	0,82
M5	23,4	0,68

Trên hình 6 biểu diễn quan hệ giữa τ_{max} và cường độ chịu nén R28 của bê tông. Lực bám dính tăng tỷ lệ thuận với cường độ chịu nén của bê tông và có thể biểu diễn bằng phương trình bậc nhất. Với kết quả thu

được, nếu xét trên khía cạnh chiều dài neo cốt thép trong bê tông để đảm bảo lực bám dính, có thể thấy rằng khi tăng cường độ chịu nén của bê tông có thể tính toán để giảm chiều dài neo



Hình 6. Biểu đồ quan hệ ứng suất bám dính cực đại τ_{max} và cường độ chịu nén của bê tông R28

4. Kết luận

Những kết quả thu được từ nghiên cứu thực nghiệm giúp hiểu rõ hơn cơ chế phá hủy liên kết giữa cốt thép và bê tông. Đồng thời cho thấy rõ ảnh hưởng của cường độ chịu nén của bê tông đến lực bám dính giữa cốt thép và bê tông. Lực bám dính tăng tỷ lệ thuận với cường độ chịu nén của bê tông. Với kết quả thu được trên nhóm mẫu M5 (có

cường độ chịu nén lớn hơn 40 MPa) cho thấy khả năng giảm chiều dài neo cốt thép khi sử dụng bê tông cường độ cao cho kết cấu bê tông cốt thép. Bên cạnh đó, những nghiên cứu về ảnh hưởng của chiều dày lớp bảo vệ hay ảnh hưởng của hiệu ứng nhóm cốt thép đến lực bám dính khi sử dụng bê tông cường độ cao cũng là những nghiên cứu cần tiếp tục được tiến hành.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. TCVN 3118:1993, Bê tông nặng. Phương pháp xác định cường độ chịu nén.
2. Phan Quang Minh, Ngô Thế Phong, Nguyễn Đình Cống, 2008. Kết cấu bê tông cốt thép – Phần cấu kiện cơ bản, Nhà xuất Bản Khoa học và Kỹ thuật.
3. ACI 408R-03, 2012. Bond and development of straight reinforcing bar in tension, American Concrete Institute.
4. RILEM RC6, 1976. Bond Test Reinforcing Steel, 2. Pull-out Test. RILEM Bulletin, Paris.
5. Choi, K., 1988. Anchorage of beam reinforced at conventional and fibrous beam-column connections. PhD thesis, Michigan State University.

ĐÁNH GIÁ GIÁ TRỊ CƯỜNG ĐỘ VÀ MÔ ĐUN ĐÀN HỒI BÊ TÔNG THEO THỜI GIAN GIỮA MÔ HÌNH LÝ THUYẾT VÀ THỰC NGHIỆM

Th.s. Trần Ngọc Long
TS. Phan Văn Tiến
Nguyễn Văn Hòa
Trần Hoàng

Tóm tắt: Đánh giá giá trị cường độ, mô đun đàn hồi bê tông theo thời gian có ý nghĩa quan trọng đối với kết cấu bê tông cốt thép. Sự tăng giá trị theo thời gian của cường độ, mô đun đàn hồi bê tông ảnh hưởng đến nội lực, biến dạng, khe nứt của kết cấu. Đã có nhiều mô hình, tiêu chuẩn trên thế giới xác định giá trị cường độ, mô đun đàn hồi theo thời gian (EN 12390, ACI 209, AASHTO ACI 318), nhưng tại Việt nam chưa có một đề xuất mô hình nào để xác định nó. Mục đích của bài báo là đưa ra kết quả đánh giá so sánh giá trị cường độ, mô đun đàn hồi bê tông theo thời gian giữa thực nghiệm và các mô hình lý thuyết, các tiêu chuẩn. Để từ đó có những đề xuất một phương pháp để xác định cường độ, mô đun đàn hồi bê tông theo thời gian trong điều kiện thí nghiệm, điều kiện khí hậu ở Việt nam.

Từ khóa: Thực nghiệm; cường độ; mô đun đàn hồi; bê tông.

Summary: The strength and modulus concrete dependent time is very importance. It affect on internal force, deformation redistribution and cracked of structural concrete. There are many the prediction model on strength and modulus concrete dependent time, ex. EN 12390, ACI 209, AASHTO ACI 318. But, the same as, They has not in Viet nam.

The purpose of this article to comparison between models and testing about strength and modulus concrete. Thence, we can propose a method to determined strength and modulus concrete dependent time in Viet nam.

Tag: Testing, Strength; Modulu, concrete.

1. Mở đầu.

Bê tông và bê tông cốt thép là vật liệu được dùng rất phổ biến trong ngành xây dựng. Hiện nay Bê tông được dùng cho nhiều mục đích như sử dụng là kết cấu chịu lực cho công trình; kết cấu bao che; tạo kiến trúc,.... Bê tông hầu như sử dụng được cho nhiều loại công trình công trình khác nhau: Nhà; cầu, đập, bể, xi lô, bunke..... Bê tông cốt thép tồn tại tốt với môi trường tự nhiên, dễ thi công, được tạo ra từ các vật liệu địa phương dễ tìm: đá, cát, xi măng...

Vật liệu bê tông có đặc tính cơ lý điển hình là cường độ, mô đun đàn hồi và biến dạng, đây cũng là đặc tính của vật liệu. Dựa vào mục đích sử dụng của bê tông như trên thì các đặc tính này đặc biệt quan trọng và cần được quan tâm nghiên cứu nhiều.

Theo định luật Hooke, 3 đặc tính trên có quan hệ với nhau:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (1)$$

Trong đó:

σ - Là cường độ, ứng suất bê tông.
Cường độ bê tông phụ thuộc chủ yếu vào

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

các yếu tố đầu vào như: đá, cát, xi măng và tỉ lệ nước – xi măng... Giá trị cường độ thay đổi theo thời gian, cường độ bê tông đạt ở tuổi 28 ngày.

E – Mô đun đàn hồi bê tông, là đại lượng thể hiện độ cứng của bê tông, phụ thuộc vào cường độ bê tông. Giá trị mô đun đàn hồi bê tông cũng thay đổi theo thời gian.

ϵ - Biến dạng bê tông

Bê tông có nhiều ưu điểm như ở trên, nhưng bên cạnh đó cũng tồn tại những nhược điểm khó khắc phục. Những nhược điểm này xuất phát từ những đặc tính nói trên của bê tông. Bê tông tồn tại một số nhược điểm như: trọng lượng riêng lớn; khả năng chịu kéo kém; dễ nứt, có sự phân phối lại nội lực trong quá trình chịu lực,... Các nhược điểm này đã được các nhà khoa học nghiên cứu khắc phục từ khi bê tông xuất hiện đến nay và còn tiếp tục được nghiên cứu.

Để khắc phục những nhược điểm trên ta cần nghiên cứu tìm hiểu về ba tính chất cơ lý là cường độ, mô đun đàn hồi và biến dạng. Có rất nhiều yếu tố ảnh hưởng, tác động đến ba yếu tố này. Do vậy trong khuôn khổ bài báo này chỉ đề cập đến một yếu tố, đó là yếu

tố thời gian ảnh hưởng đến cường độ và mô đun đàn hồi của bê tông.

Giá trị cường độ, mô đun đàn hồi bê tông phát triển theo thời gian đã được nhiều nghiên cứu trên thế giới đề cập đến. Đã có nhiều mô hình tính, nhiều tiêu chuẩn để xuất công thức tính cường độ, mô đun đàn hồi theo thời gian như ACI (Mỹ); EC2 (Châu Âu), AS3600 (Úc),... Nhưng tại Việt Nam vẫn còn rất ít các nghiên cứu liên quan đến cường độ, mô đun đàn hồi bê tông theo thời gian.

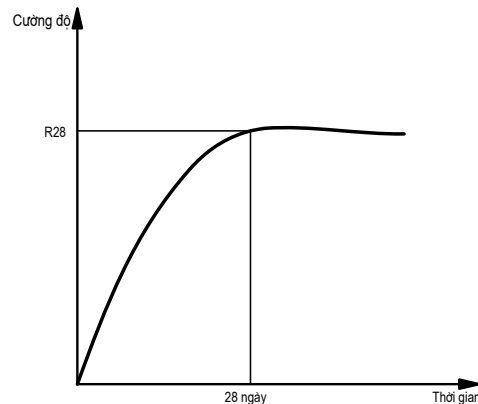
Nhóm tác giả muốn thực hiện một nghiên cứu thực nghiệm để đánh giá, so sánh giữa các mô hình lý thuyết và thực nghiệm về giá trị cường độ, mô đun đàn hồi bê tông theo thời gian.

2. Các mô hình xác định giá trị cường độ và mô đun đàn hồi bê tông theo thời gian

2.1 Cường độ bê tông.

Cường độ là đại lượng quan trọng thể hiện khả năng chịu lực của vật liệu. Cường độ bao gồm cường độ chịu nén và cường độ chịu kéo. Để xác định của bê tông người ta dùng thí nghiệm mẫu.

Giá trị cường độ thay đổi theo thời gian, đạt giá trị chịu lực ở tuổi 28 ngày, sau đó giá trị tăng chậm và nhỏ (Hình 1).



Hình 1. Biểu đồ cường độ theo thời gian.

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

Hình 1 thể hiện giá trị cường độ phát triển theo thời gian. Để xác định giá trị cường độ tại một thời điểm nhất định nào đó ta có thể sử dụng một số mô hình sau:

Theo B. G. Xkramtaep (Nga), cường độ theo thời gian:

$$f_c(t) = 0,7 R_{28} \lg t \quad (2)$$

Theo ACI 209 và AS3600(2001) cường độ chịu nén bê tông theo thời gian như sau:

$$\left(\frac{f_c}{f_c}\right)_t = \frac{t}{a + bt} \cdot \left(\frac{f_c}{f_c}\right)_{28} \quad (2)$$

Trong đó a và b là các hằng số, $\left(\frac{f_c}{f_c}\right)_{28}$ là cường độ chịu tuổi 28, t là tuổi bê tông (ngày).

+ Đối với loại xi măng Portland thông thường (loại I) thì:

$$\left(\frac{f_c}{f_c}\right)_t = \frac{t}{2 + 0,055t} \cdot \left(\frac{f_c}{f_c}\right)_{28} \quad (2a)$$

+ Đối với loại xi măng Portland thông thường (loại II) và bê tông bảo dưỡng ướt thì:

$$\left(\frac{f_c}{f_c}\right)_t = \frac{t}{2,2 + 0,055t} \cdot \left(\frac{f_c}{f_c}\right)_{28} \quad (2)$$

Theo EN 12390, thì cường độ chịu nén bê tông tại thời điểm t được tính như sau:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (3)$$

Trong đó:

t: Tuổi bê tông (ngày)

Hệ số phụ thuộc tuổi bê tông:

$$\beta_{cc} = e^{-\left(\frac{t-28}{28}\right)^{0,5}}$$

$f_{cm}(t)$: Cường độ nén trung bình ở tuổi t (ngày)

f_{cm} : Cường độ nén trung bình tuổi 28 ngày

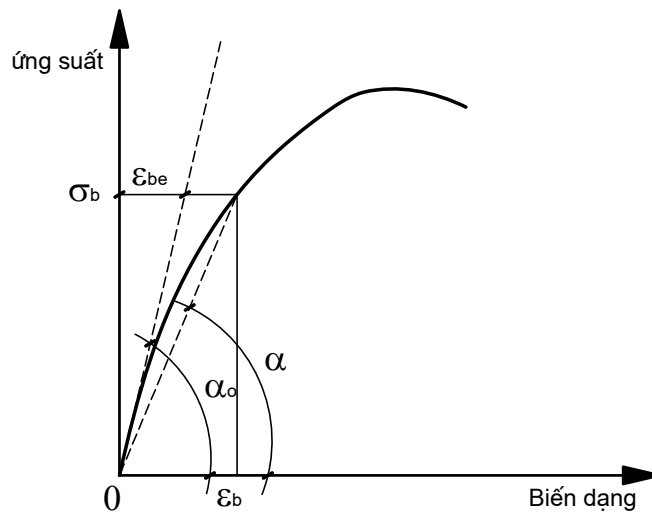
s: Hệ số phụ thuộc vào loại xi măng:

= 0.20 Đối với loại xi măng đồng cứng nhanh, cường độ cao (R) (CEM 42,5R, CEM 52,5 R)

= 0.25 đối với loại xi măng thông thường và đồng cứng nhanh (N) (CEM 32,5R, CEM 42,5 R)

= 0.38 đối với xi măng đồng cứng chậm (S) (CEM 32,5R)

2.2 Mô đun đàn hồi bê tông

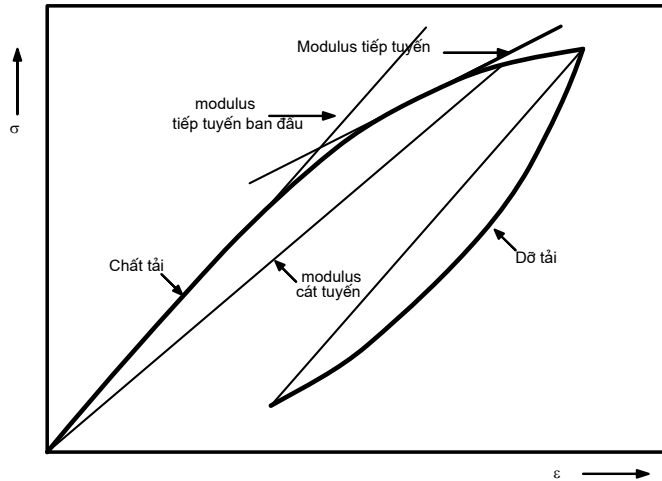


Hình 3. Biểu đồ ứng suất – biến dạng

Modul là độ dốc của đường cong quan hệ ứng suất và biến dạng(Hình 3), tức là $E = d\sigma/d\varepsilon$. Đường cong biến dạng ứng suất của bê tông là đường phi tuyến tính do sự xuất hiện của từ biến ngay cả ở giai đoạn ban đầu chất tải.

Mô đun đàn hồi bê tông bao gồm 3 thành phần: Mô đun đàn hồi ban đầu; mô đun đàn hồi tiếp tuyến và mô đun đàn hồi cát tuyến(hình 4)

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG



Hình 4. Thể hiện quan hệ ứng suất – biến dạng, thể hiện các mô đun

Mô đun đàn hồi ban đầu là mô đun xuất hiện ngay khi chất tải. Mô đun ban đầu của bê tông được định nghĩa như sau:

$$E_b = \sigma_b / \varepsilon_{be} = \operatorname{tg} \alpha_o \quad (4)$$

Mô đun tiếp tuyến được đại diện bởi độ dốc của đường thẳng vẽ tiếp tuyến tại bất kỳ điểm nào với đường cong biến dạng ứng suất.

Mô đun đàn hồi dẻo hay mô đun biến dạng của bê tông E'_b được định nghĩa:

$$E'_b = \sigma_b / \varepsilon_b = \operatorname{tg} \alpha \quad (5)$$

Giá trị mô đun đàn hồi theo thời gian phụ thuộc vào giá trị cường độ, một số mô hình xác định như sau:

Theo ACI 318 và AS 3600(2001), Pauw(1960) thì mô đun theo thời gian được tính như sau:

$$E_c(t) = 0.048 \cdot \rho^{1.2} \sqrt{f_c(t)} \quad (\text{MPa}) \quad (6)$$

$f_c(t)$ là cường độ nén đặc trưng ở t ngày tuổi.

ρ : là trọng lượng riêng tính bằng kg/m^3 .

Theo AASHTO tiêu chuẩn Cầu đường Mỹ - E theo thời gian được tính bằng:

$$E_c(t) = 38 \cdot \rho^{1.2} \sqrt{f_c(t)} \quad (\text{MPa}) \quad (7)$$

Trong đó:

ρ : Trọng lượng riêng bê tông, đơn vị pcf

$f_c(t)$: Cường độ bê tông tại tuổi t ngày.

Khi chuyển sang hệ SI, công thức trên trở thành:

$$E_c(t) = 3000 \sqrt{f_c(t)} \quad (\text{MPa}) \quad (8)$$

Theo Giber(2002) và AS3600(2009) mô đun theo thời gian được tính:

$$E_c(t) = \rho^{1.2} (0.024 \sqrt{f_{cmi}}) + 0.12) \quad (\text{MPa}), \text{ với } 40 < f_{cmi} < 100 \text{MPa} \quad (9)$$

Trong đó.

f_{cmi} : là cường độ nén trung bình bê tông ở t ngày tuổi và $f_{cm} \leq 100 \text{MPa}$.

ρ : là trọng lượng riêng bê tông (kg/m^3) và $\leq 2400 \text{kg/m}^3$.

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

3. Phương pháp thực nghiệm xác định cường độ, mô đun đàn hồi bê tông theo thời gian.

Căn cứ các tiêu chuẩn về thực nghiệm để xác định cường độ, mô đun đàn hồi bê tông như: TCVN 5726 – 1993 “ Bê tông nặng – phương pháp xác định cường độ lắng trụ và mô đun đàn hồi”; Tiêu chuẩn Mỹ xác định cường độ bê tông ASTM C39-86, xác định mô đun đàn hồi ASTM C469 – 87, và tiêu chuẩn của RILEM hoặc AS của australia.

Tiến hành xác định cường độ, mô đun đàn hồi theo thời gian bằng thực nghiệm như sau:

3.1. Công tác chuẩn bị ban đầu:

Chọn vật liệu: M200 và M250

Chọn mẫu, kích thước mẫu: Mẫu hình trụ, kích thước mẫu 150x300 mm.

Thời gian đo: 120 ngày

Số lượng mẫu: 42 mẫu đo cường độ và 6 mẫu đo mô đun đàn hồi.

3.2. Công tác đúc mẫu, bảo dưỡng mẫu:

Xác định cấp phối bê tông cho bê tông M200 và M250,

Chuẩn bị khuôn mẫu: sạch sẽ, tra dầu..

Dùng máy trộn mini trộn bê tông

Sau khi đổ mẫu được bảo dưỡng trong điều kiện ẩm ướt, sau 24h tiến hành tháo khuôn và bảo dưỡng mẫu theo tiêu chuẩn TC XDVN 3912007_ “Bảo dưỡng ẩm tự nhiên”.



Hình 5. Hình ảnh về thi công và bảo dưỡng mẫu

3.3. Tiến hành thí nghiệm

Đối với thí nghiệm xác định cường độ ta tiến hành đúc mẫu và nén mẫu ở 7 ngày, 14, 21, 28, 60, 90 và 120 ngày.

Đo mô đun đàn hồi bê tông ta có thể dùng 2 phương pháp là dùng tem biến trở hoặc khung đo gắn vào mẫu (hình 6)



Hình 6. Thiết bị đo Mô đun đàn hồi bê tông

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

Trong nghiên cứu này nhóm tác giả sử dụng Khung để đo mô đun đàn hồi bê tông. Đo mô đun tiến hành song song với đo cường độ, tức là đo với bê tông 7 ngày, 14 ngày, 21, 28, 60, 90 và 120 ngày.

Qui trình đo thực hiện đo Mô đun đàn hồi bê tông theo tiêu chuẩn TCVN 5726 – 1993 “ Bê tông nặng – phương pháp xác định cường độ lăng trụ và mô đun đàn hồi”, như sau:

- Đặt viên mẫu đã gắn khung đo vào chính tâm thớt của máy nén. Đặt tải tạo ứng suất ban đầu lên mẫu với giá trị 0,5 Mpa, ghi lại giá trị đồng hồ trên tất cả các mặt.

- Tăng tải lên mẫu với tốc độ $6 \pm 4 \text{ daN/cm}^2$ đến giá trị ứng suất đạt khoảng 30% cường độ bê tông theo lăng trụ. Giữ tải trong vòng 60s, sau đó đọc ghi giá trị các đồng hồ.



Hình 8. Thí nghiệm đo mô đun đàn hồi bê tông

Xác định mô đun đàn hồi theo công thức sau:

$$\bar{E}_0 = \frac{\sigma_1 - \sigma_0}{\varepsilon_1 - \varepsilon_0} \quad (10)$$

Trong đó:

σ_0 : Ứng suất ban đầu = 0,5 Mpa

σ_1 : Ứng suất sau = 30% cường độ bê tông

ε_0 : Biến dạng tương đối tương ứng với 0,5 Mpa

ε_1 : Biến dạng tương đối ứng với ứng suất 30% cường độ bê tông

3.4. Kết quả thí nghiệm

2.4.1 Bảng kết quả đo cường độ bê tông

2.4.2. Bảng kết quả đo Mô đun đàn hồi

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

Bảng 1. Kết quả đo biến dạng Bê tông mác 200

Ngày tuổi	M ₁		M ₂		M ₃		M _{tb}
	L ₁ (mm)	L ₂ (mm)	L ₁ (mm)	L ₂ (mm)	L ₁ (mm)	L ₂ (mm)	
7	0.0415	0.042	0.0425	0.042	0.042	0.0415	0.042
14	0.041	0.042	0.043	0.043	0.044	0.044	0.043
21	0.055	0.057	0.051	0.057	0.057	0.052	0.055
28	0.057	0.058	0.062	0.065	0.061	0.061	0.061
60	0.061	0.06	0.061	0.06	0.06	0.062	0.061
90	0.061	0.062	0.061	0.06	0.062	0.062	0.061
120	0.062	0.061	0.061	0.06	0.06	0.062	0.061

Bảng 2. Kết quả đo biến dạng bê tông mác M250

Ngày tuổi	M ₁		M ₂		M ₃		M _{tb}
	L ₁ (mm)	L ₂ (mm)	L ₁ (mm)	L ₂ (mm)	L ₁ (mm)	L ₂ (mm)	
7	0.04	0.041	0.042	0.041	0.042	0.041	0.041
14	0.049	0.046	0.049	0.049	0.051	0.047	0.049
21	0.06	0.061	0.051	0.05	0.069	0.068	0.060
28	0.067	0.069	0.06	0.062	0.07	0.071	0.067
60	0.068	0.064	0.07	0.068	0.068	0.069	0.068
90	0.069	0.07	0.065	0.062	0.073	0.072	0.069
120	0.07	0.071	0.069	0.068	0.071	0.069	0.070

Bảng 3. Kết quả Mô đun đàn hồi bê tông M200 và M250

Ngày tuổi	M200			M250		
	(Mpa)		E(Mpa)	(Mpa)		E(Mpa)
7	2.8791	0.0002540	11333.237	3.7565	0.0002495	15056.417
14	3.2186	0.0002596	12398.498	4.753	0.0002939	16170.000
21	4.5258	0.0003323	13618.669	6.2716	0.0003626	17294.942
28	5.1408	0.0003677	13981.846	6.9751	0.0004030	17306.639
60	5.1537	0.0003677	14016.931	7.1337	0.0004111	17352.243
90	5.2461	0.0003717	14113.149	7.2541	0.0004152	17473.380
120	5.3322	0.0003697	14423.164	7.393	0.0004222	17509.737

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

Bảng 4. Bảng tổng hợp kết quả Mô đun đàn hồi và cường độ bê tông theo thời gian

Ngày tuổi	Cường độ (Mpa)		Modul đàn hồi	
	M200	M250	M200	M250
7	8.226	10.733	11333.237	15056.417
14	9.196	13.58	12398.498	16170
21	12.931	17.919	13618.669	17294.942
28	14.688	19.929	13981.846	17306.639
60	14.725	20.382	14016.931	17352.243
90	14.989	20.726	14113.149	17473.38
120	15.235	21.123	14423.164	17509.737

4. Đánh giá kết quả và so sánh

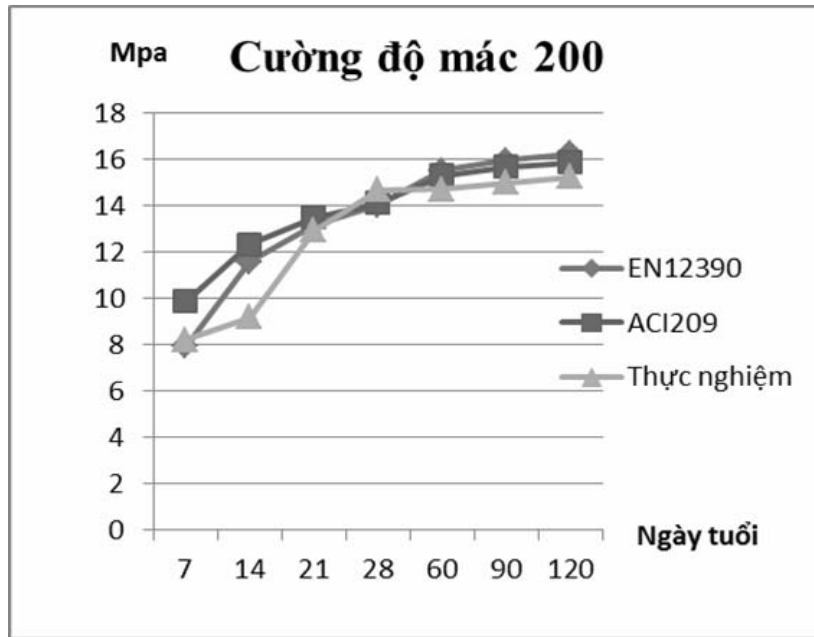
Qua số liệu đo được từ thí nghiệm và kết quả tính được từ các mô hình lý thuyết ta thể hiện qua các bảng sau:

Bảng 5. Bảng so sánh cường độ bê tông Mác 200

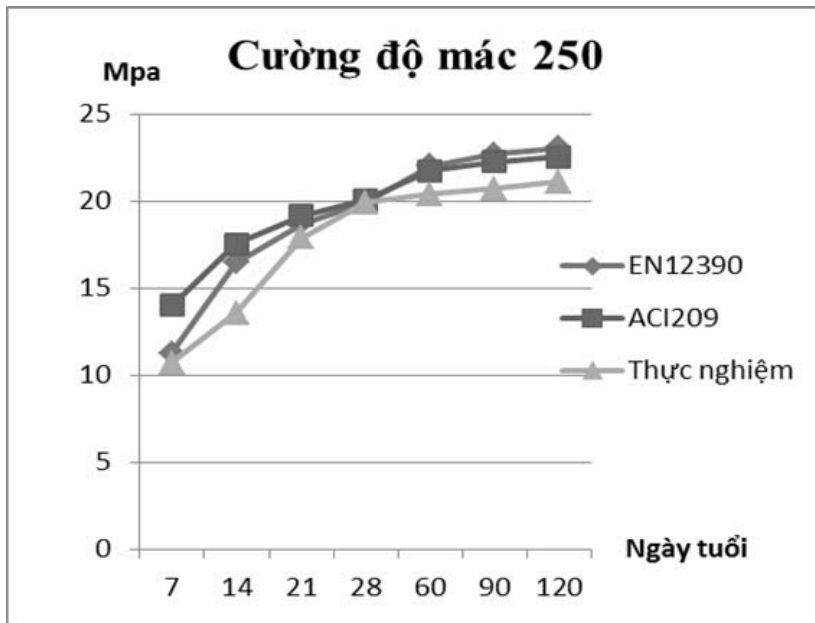
Ngày tuổi	Theo lý thuyết		Thực nghiệm	Lệch (%)	
	EN12390	ACI209		EN12390	ACI209
7	7.9311	9.867	8.226	3.585	-19.949
14	11.599	12.349	10.196	-13.760	-21.116
21	13.155	13.479	12.931	-1.732	-4.238
28	14.025	14.126	14.688	4.514	3.826
60	15.512	15.3	14.725	-5.345	-3.905
90	15.974	15.680	14.989	-6.571	-4.610
120	16.227	15.877	15.235	-6.511	-4.214

Bảng 6. Bảng so sánh cường độ Bê tông Mác 250

Ngày tuổi	Theo lý thuyết		Thực nghiệm	Lệch (%)	
	EN12390	ACI209		EN12390	ACI209
7	11.2704	14.021	10.733	-5.007	-30.634
14	16.4821	17.548	13.58	-21.370	-29.219
21	18.6943	19.155	17.919	-4.327	-6.898
28	19.93	20.073	19.929	-0.005	-0.723
60	22.0426	21.742	20.382	-8.147	-6.673
90	22.7003	22.282	20.726	-9.526	-7.507
120	23.059	22.562	21.123	-9.165	-6.812



Hình 9. Đồ thị biểu thị cường độ bê tông M200 theo thời gian của mô hình lý thuyết và thực nghiệm



Hình 10. Đồ thị biểu thị cường độ bê tông M250 theo thời gian của mô hình lý thuyết và thực nghiệm.

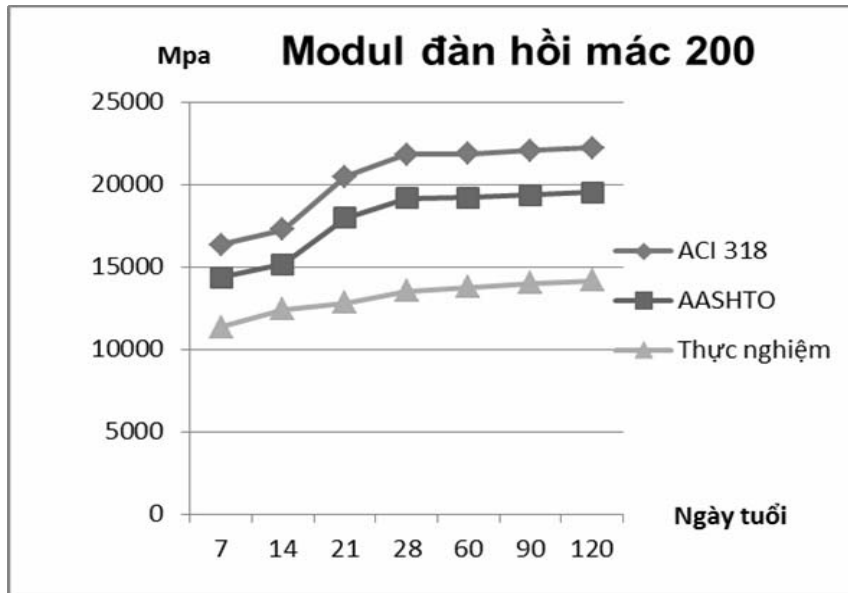
KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

Bảng 7. Bảng so sánh mô đun đàn hồi bê tông Mác 200

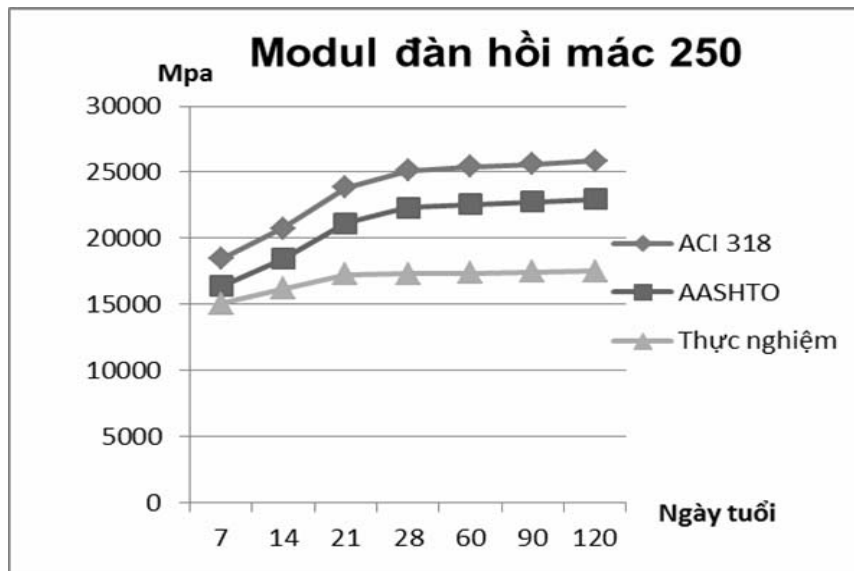
Ngày tuổi	Theo lý thuyết		Thực nghiệm	Lệch (%)	
	ACI 318	AASHTO		ACI 318	AASHTO
7	16331.329	14340.502	11333.237	- 44.101	- 26.535
14	17264.572	15162.701	12398.498	- 39.247	- 22.295
21	20475.911	17979.850	12585.792	- 62.691	- 42.858
28	21822.404	19162.202	14059.094	- 55.219	- 36.298
60	21849.874	19186.323	14094.373	- 55.026	- 36.128
90	22045.173	19357.815	14114.241	- 56.191	- 37.151
120	22225.34	19516.0191	14423.164	- 54.095	- 35.310

Bảng 8. Bảng so sánh mô đun đàn hồi bê tông Mác 250

Ngày tuổi	Theo lý thuyết		Thực nghiệm	Lệch (%)	
	ACI 318	AASHTO		ACI 318	AASHTO
7	18438.821	16379.866	17217.292	- 7.095	4.864
14	20743.149	18426.883	17236.154	- 20.347	-6.908
21	23825.922	21165.420	17294.942	- 37.762	22.379
28	25126.708	22320.954	17306.639	- 45.185	28.973
60	25410.676	22573.214	17225.276	- 47.520	31.047
90	25624.125	22762.908	17236.142	- 48.665	32.065
120	25868.463	22979.8825	17509.737	- 47.738	31.241



Hình 11. Đồ thị biểu thị Mô đun đàn hồi bê tông M200 theo thời gian của mô hình lý thuyết và thực nghiệm.



Hình 12. Đồ thị biểu thị Mô đun đàn hồi bê tông M250 theo thời gian của mô hình lý thuyết và thực nghiệm.

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

Từ kết quả ở trên ta nhận thấy:

Cường độ, mô đun đàn hồi bê tông trong thời gian đầu (trong vòng 28 ngày) tăng nhanh, và chậm dần khi tuổi bê tông tăng.

Cường độ trong thời gian đầu tính bằng EN 12390, ACI 209 cho kết quả không gần với kết quả thực nghiệm, nhưng càng về sau, kết quả giữa thực nghiệm và lý thuyết càng gần nhau.

Từ đồ thị về cường độ thì kết quả tính bằng EN 12390 gần với thực nghiệm hơn so với kết quả tính bằng ACI 209.

Từ đồ thị về mô đun đàn hồi ta thấy kết quả tính bằng mô hình AASHTO gần với thực nghiệm hơn so với kết quả tính bằng ACI 318.

5. Kết luận

Có sự lệch nhau giữa kết quả tính bằng các mô hình, tiêu chuẩn với kết quả thí nghiệm thực hiện trong điều kiện khí hậu ở Việt nam. Điều này được hiểu là do điều kiện thí nghiệm, điều kiện đầu vào như Đá, cát, Xi măng, điều kiện khí hậu giữa các mô hình không giống nhau.

Khi tính toán cường độ, mô đun đàn hồi theo thời gian trong điều kiện thí nghiệm, điều kiện khí hậu ở Việt nam thì cần xây dựng một mô hình riêng, hoặc sử dụng các mô hình từ các tiêu chuẩn đã có trên thế giới thì cần nhân thêm một hệ số điều chỉnh cho phù hợp.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. TCVN 3118:1993. Bê tông nặng. Phương pháp xác định cường độ chịu nén.
2. TCVN 5726 – 1993. Bê tông nặng. Phương pháp xác định cường độ lắng trụ và mô đun đàn hồi.
3. TCXDVN 391: 2007, Bê tông. Yêu cầu bảo dưỡng ẩm tự nhiên.
4. ASTM C 469. "Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression.
5. ASTM C39 / C39M. Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens.
6. Phan Quang Minh, Ngô Thế Phong, Nguyễn Đình Cống, 2008. Kết cấu bê tông cốt thép –Phần cấu kiện cơ bản, Nhà xuất Bản Khoa học và Kỹ thuật.

NHẬN DẠNG TRỰC TIẾP MA TRẬN CẢN NỘI MA SÁT TỪ SỐ LIỆU ĐO HÀM PHẢN ỨNG TẦN SỐ CỦA KẾT CẤU

DIRECTLY IDENTIFICATION OF INTERNAL FRICTION DAMPING MATRIX
FROM MEASURED FREQUENCY RESPONSE FUNCTIONS OF STRUCTURES

ThS. Vũ Đình Hương
Học viện kỹ thuật quân sự

Tóm tắt: Cùng với cản nhớt, mô hình cản nội ma sát là một trong hai mô hình cản phổ biến trong dao động kết cấu. Nhận dạng các tham số cản từ thực nghiệm luôn là một vấn đề khó khăn, nhất là đối với mô hình cản nội ma sát khi mức cản cao và mức nhiễu lớn. Bài báo trình bày một phương pháp mới để nhận dạng trực tiếp ma trận cản nội ma sát từ số liệu đo hàm phản ứng tần số. Các số liệu thí nghiệm mô phỏng cho thấy, phương pháp đề xuất có độ chính xác cao khi nhận dạng ma trận cản với mức nhiễu lớn và tất cả các mức độ cản.

Từ khóa: Động lực học công trình, nhận dạng cản, cản nội ma sát, hàm phản ứng tần số.

Abstract

Along with viscous damping, the internal friction damping model is one of the two popular models of structural vibrations. Identification of damping parameters from experimental is always a difficult issue, especially for the internal friction damping model when the heavy damping levels and high noise levels. This paper presents a new method to identify internal friction damping matrix directly from measured frequency response functions. The simulated experimental data show that the proposed method has high accuracy when identifying damping matrix with the high noise and all levels of damping.

Keywords: Dynamics of structures, damping identification, internal friction damping, frequency response functions.

1. Mở đầu

Cản nhớt là giả thiết phổ biến về cản trong dao động của kết cấu công trình. Mô hình cản nhớt được đặc trưng bởi lực cản tỷ lệ với vận tốc (hoặc tốc độ biến dạng) và năng lượng tiêu tán trong hệ phụ thuộc vào tần số kích thích. Tuy nhiên, hàng loạt các thí nghiệm của các nhà khoa học đã chỉ ra mẫu thuẫn trong mô hình cản nhớt. Năm 1927, Kimball & Lovell [6] khi nghiên cứu về ma sát trong của nhiều loại vật liệu (trong đó có thép), đã phát hiện ra vòng trễ (thể hiện sự tiêu tán năng lượng trong một chu trình biến dạng) tỷ lệ với bình phương biên độ biến dạng và không phụ thuộc vào tần số kích thích. Trên cơ sở tổng kết các công trình

nghiên cứu trong gần 100 năm và trực tiếp tiến hành các thí nghiệm, Сорокин [10, tr. 20-21] cũng đưa ra kết luận: Khi chịu tải trọng điều hoà, năng lượng tiêu tán trong hệ không phụ thuộc vào tốc độ biến dạng mà phụ thuộc vào giá trị biến dạng (tức là phụ thuộc vào chuyển vị). Từ các nghiên cứu này hình thành một mô hình cản mới là cản nội ma sát [10] hay còn gọi là cản ma sát trong phi đàn hồi [1], cản kết cấu [2, 5, 7].

Trong mô hình cản nội ma sát, lực cản tỷ lệ với chuyển vị và lệch pha so với lực đàn hồi một góc bằng $\pi/2$ [1, 10]. Phương trình vi phân dao động của kết cấu với cản nội ma sát có dạng như sau [5, tr. 127]:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + i[D]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{f(t)\} \quad (1)$$

trong đó, i là đơn vị ảo, $i=\sqrt{-1}$; $[M]$, $[K]$, $[D]$ lần lượt là ma trận khối lượng, độ cứng và cản nội ma sát.

Không giống như ma trận khối lượng, độ cứng có thể tính toán theo phương pháp phần tử hữu hạn hay các phương pháp của động lực học công trình [1], ma trận cản $[D]$ không thể tính toán trước được và cần phải xác định bằng thực nghiệm. Thậm chí, với giả thiết đơn giản nhất về cản là Rayleigh thì các hệ số cũng cần được xác định bằng thí nghiệm.

Lực cản xuất hiện trong mọi bài toán dao động của kết cấu, công trình nên nhận dạng cản có ý nghĩa rất quan trọng, đặc biệt là trong phân tích kết cấu, kiểm định và đánh giá trạng thái kỹ thuật công trình. Do tính chất phức tạp của mô hình cản nội ma sát mà cho đến nay, các phương pháp nhận dạng ma trận cản nội ma sát từ số liệu đo thực nghiệm vẫn có những khó khăn nhất định. Năm 1997, Tsuei và cộng sự [9] đã đưa ra phương pháp nhận dạng ma trận cản từ số liệu đo hàm phản ứng tần số (FRF) của kết cấu. Tsuei giả thiết rằng ma trận FRF thu được đầy đủ và số liệu đo không có nhiễu. Khi đó, nếu chọn đúng mô hình cản thì ma trận cản nhận dạng được là hoàn toàn chính xác. Tuy nhiên, trên thực tế, số liệu đo nào cũng có nhiễu, dù ít hay nhiều. Phương pháp của Tsuei rất nhạy cảm với nhiễu và chỉ phù hợp khi số liệu đo có nhiễu rất nhỏ [7]. Năm 2001, Lee & Kim [8] đề xuất phương pháp nhận dạng ma trận cản nội ma sát từ phần ảo của ma trận độ cứng động (nghịch đảo của ma trận số liệu đo FRF). Phương pháp Lee-Kim khác phương pháp Tsuei ở chỗ đã kết hợp các thủ tục lấy

trung bình của cả ma trận số liệu đo FRF và trung bình các kết quả nhận dạng ma trận cản. Do đó, các ma trận cản nhận dạng được của Lee-Kim là ma trận đối xứng. Các kết quả khảo sát cho thấy, sai số của phương pháp này phụ thuộc hoàn toàn vào sai số của các phép đo ma trận FRF, đặc biệt là góc pha. Năm 2014, Arora [2] phát triển phương pháp của Tsuei và đưa ra một công thức mới để nhận dạng ma trận cản nội ma sát bằng cách sử dụng ma trận FRF chuẩn được suy ra từ ma trận số liệu đo FRF phức. Một mô hình lai phần tử hữu hạn sau đó được sử dụng [3] để xác định ma trận FRF chuẩn thay vì sử dụng số liệu đo. Nghiên cứu trên các dữ liệu mô phỏng và thực nghiệm của Arora cho thấy, phương pháp này có thể nhận dạng ma trận cản nội ma sát với các mức cản khác nhau và với các mức nhiễu được xem xét đến 6%. Tuy nhiên, phương pháp của Arora cũng có những tồn tại nhất định. Thứ nhất, phương pháp này chỉ nhận dạng tốt đường cong FRF trong miền tần số được chọn, ngoài miền tần số này sai số FRF là khá lớn. Do đó, chọn miền tần số sử dụng thế nào cũng là một bài toán trong phương pháp của Arora. Thứ hai, với mức nhiễu lớn hơn trong các nghiên cứu của Arora, phương pháp này cũng không còn đảm bảo độ chính xác.

Trong bài báo này, tác giả đề xuất một phương pháp mới để nhận dạng ma trận cản nội ma sát từ số liệu đo ma trận FRF. Hiệu quả của phương pháp đề xuất so với các phương pháp hiện có được đề cập một cách chi tiết sử dụng số liệu đo mô phỏng dao động của công trình với các mức độ cản khác nhau và mức nhiễu lớn.

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

2. Phương pháp nhận dạng ma trận cản nội ma sát của Tsuei [9] và Arora [2]

Tsuei và cộng sự [9] đưa khái niệm ma trận FRF chuẩn, có dạng thực như sau:

$$[H^N] = [[K] - \omega^2 [M]]^{-1} \quad (2)$$

Qua một số biến đổi [7], thu được:

$$[H^N] = [\text{Re}(H)] - [G][\text{Im}(H)] \quad (3)$$

trong đó, $\text{Re}(H)$ là phần thực của ma trận $[H]$, $\text{Im}(H)$ là phần ảo của ma trận $[H]$, $[G]$ là ma trận chuyển:

$$[G] = -[\text{Im}(H)][\text{Re}(H)]^{-1} \quad (4)$$

Từ đó, ma trận cản nội ma sát được nhận dạng theo hệ phương trình sau:

$$[H^N][D] = [G] \quad (5)$$

Phương trình (5) của Tsuei là hệ phương trình xác định ma trận cản nội ma sát ứng với mỗi điểm tần số của số liệu đo. Khi không có nhiều đo đạc ma trận FRF thì chỉ cần duy nhất một điểm tần số để xác định chính xác ma trận cản nội ma sát. Tuy nhiên, tất cả các phép đo trong thực tế đều có nhiễu, do đó, với một bộ L điểm tần số đo được, thủ tục giả nghịch đảo được sử dụng để nhận dạng ma trận cản theo hệ phương trình sau:

$$[D] = \begin{bmatrix} [H^N(\omega_1)]_{n \times n} \\ [H^N(\omega_2)]_{n \times n} \\ \vdots \\ [H^N(\omega_L)]_{n \times n} \end{bmatrix}_{L \times n}^+ \cdot \begin{bmatrix} [G(\omega_1)]_{n \times n} \\ [G(\omega_2)]_{n \times n} \\ \vdots \\ [G(\omega_L)]_{n \times n} \end{bmatrix}_{L \times n} \quad (6)$$

trong đó, chỉ số "+" có nghĩa là giả nghịch đảo của ma trận; n là số bậc tự do được đo của hệ.

Cũng dựa trên khái niệm về ma trận FRF chuẩn và sử dụng phần thực của ma trận FRF phức, Arora [2, 3] đưa ra công thức nhận dạng ma trận cản nội ma sát như sau:

$$[D] = \begin{bmatrix} \text{Re}[H(\omega_1)]_{n \times n} \\ \text{Re}[H(\omega_2)]_{n \times n} \\ \vdots \\ \text{Re}[H(\omega_L)]_{n \times n} \end{bmatrix}_{L \times n}^+ \cdot \begin{bmatrix} \text{Im}[H(\omega_1)]_{n \times n} [H^N(\omega_1)]_{n \times n}^{-1} \\ \text{Im}[H(\omega_2)]_{n \times n} [H^N(\omega_2)]_{n \times n}^{-1} \\ \vdots \\ \text{Im}[H(\omega_L)]_{n \times n} [H^N(\omega_L)]_{n \times n}^{-1} \end{bmatrix}_{L \times n} \quad (7)$$

Chú ý rằng, cả hai công thức nhận dạng ma trận cản của Tsuei và Arora ở trên đều phải thực hiện thủ tục giả nghịch đảo các ma trận phụ thuộc vào phần thực của ma trận FRF phức. Do đó, một sai số nhỏ trong phần thực này có thể gây ra sai số lớn khi ước lượng ma trận cản [7].

3. Đề xuất phương pháp mới nhận dạng ma trận cản nội ma sát

Chuyển phương trình dao động của hệ sang miền tần số, thay $\{x(t)\} = \{X(\omega)\} \cdot e^{i\omega t}$ và $\{f(t)\} = \{F(\omega)\} \cdot e^{i\omega t}$ vào phương trình (1), thu được:

$$(-\omega^2 [M] + i[D] + [K])\{X(\omega)\} = \{F(\omega)\} \quad (8)$$

Suy ra:

$$[H] = \frac{\{X(\omega)\}}{\{F(\omega)\}} = ([K] + i[D] - \omega^2 [M])^{-1} \quad (9)$$

[H] gọi là ma trận FRF chuyển vị của hệ hữu hạn bậc tự do với cản nội ma sát. Ma trận [H] có thể đo (hoặc xác định) được từ việc đo các phản ứng đầu vào và đầu ra của kết cấu.

Từ phương trình (9), suy ra:

$$[H]^{-1} = [K] + i[D] - \omega^2 [M] \quad (10)$$

Nghịch đảo phương trình (2), thu được:

$$[H^N]^{-1} = [K] - \omega^2 [M] \quad (11)$$

Thay (11) vào phương trình (10), rút ra:

$$[H]^{-1} = [H^N]^{-1} + i[D] \quad (12)$$

Nhân trái cả 2 vế của phương trình (12) với [H] và nhân phải 2 vế với $[H^N]$, thu được:

$$[H^N] = ([\text{Re}(H)] + i[\text{Im}(H)])([I] + i[D][H^N]) \quad (13)$$

Tách riêng phần thực và phần ảo của phương trình (13) với chú ý [HN] là ma trận thực, suy ra:

$$[H^N] = [\text{Re}(H)] - [\text{Im}(H)][D][H^N] \quad (14)$$

$$[0] = [\text{Re}(H)][D][H^N] + [\text{Im}(H)] \quad (15)$$

Thay (15) vào (14), thu được:

$$[H^N] = [\text{Re}(H)] + [\text{Im}(H)][\text{Re}(H)]^{-1}[\text{Im}(H)] \quad (16)$$

Nhân trái 2 vế của phương trình (14) với [HN]⁻¹ và biến đổi, thu được phương trình nhận dạng ma trận cản nội ma sát:

$$[\text{Im}(H)][D] = [\text{Re}(H)][H^N]^{-1} - [I] \quad (17)$$

với [I] là ma trận đơn vị.

Phương trình (17) xác định ma trận cản [D] tương ứng với mỗi điểm tần số. Với L điểm tần số đo được, tập hợp các phương trình (17), tạo thành hệ phương trình sau:

$$\begin{bmatrix} \text{Im}[H(\omega_1)]_{n \times n} \\ \text{Im}[H(\omega_2)]_{n \times n} \\ \vdots \\ \text{Im}[H(\omega_L)]_{n \times n} \end{bmatrix}_{L \times n} \cdot [D]_{n \times n} = \begin{bmatrix} \text{Re}[H(\omega_1)]_{n \times n} [H^N(\omega_1)]_{n \times n}^{-1} - [I]_{n \times n} \\ \text{Re}[H(\omega_2)]_{n \times n} [H^N(\omega_2)]_{n \times n}^{-1} - [I]_{n \times n} \\ \vdots \\ \text{Re}[H(\omega_L)]_{n \times n} [H^N(\omega_L)]_{n \times n}^{-1} - [I]_{n \times n} \end{bmatrix}_{L \times n} \quad (18)$$

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

Hệ phương trình trên có số phương trình nhiều hơn số ẩn nên có thể thu được nghiệm bằng thủ tục giả nghịch đảo theo công thức sau:

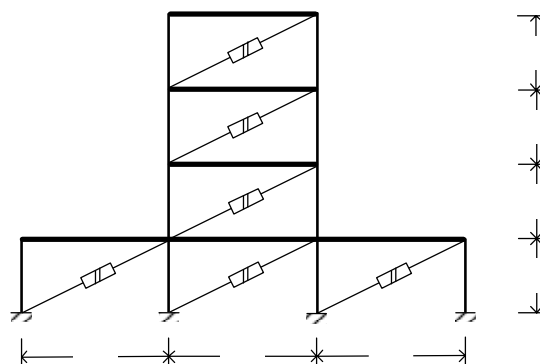
$$[D] = \begin{bmatrix} \text{Im}[H(\omega_1)]_{n \times n} \\ \text{Im}[H(\omega_2)]_{n \times n} \\ \vdots \\ \text{Im}[H(\omega_L)]_{n \times n} \end{bmatrix}_{L \times n}^+ \cdot \begin{bmatrix} \text{Re}[H(\omega_1)]_{n \times n} [H^N(\omega_1)]_{n \times n}^{-1} - [I]_{n \times n} \\ \text{Re}[H(\omega_2)]_{n \times n} [H^N(\omega_2)]_{n \times n}^{-1} - [I]_{n \times n} \\ \vdots \\ \text{Re}[H(\omega_L)]_{n \times n} [H^N(\omega_L)]_{n \times n}^{-1} - [I]_{n \times n} \end{bmatrix}_{L \times n} \quad (19)$$

Từ công thức (19) có thể nhận dạng trực tiếp ma trận cản nội ma sát từ ma trận số liệu đo FRF. Phương pháp đề xuất nhận dạng ma trận cản nội ma sát của hệ được tiến hành theo trình tự sau: 1) thu được ma trận FRF [H] từ số liệu đo dao động của kết cấu; 2) các định ma trận FRF chuẩn [HN] theo công thức (13); 3) với số liệu đo không có nhiễu, xác định ma trận cản [D] theo hệ phương trình (17) tại một điểm tần số bất kỳ; với số liệu đo có nhiễu, xác định ma trận cản [D] theo công thức (19) với một bộ L điểm tần số đo.

Phương pháp đề xuất có ưu điểm lớn so với các phương pháp kể trên là thủ tục giả nghịch đảo ma trận được thực hiện với phần ảo của ma trận FRF, vì vậy, sai số ước lượng phần thực của ma trận FRF sẽ không gây ra sai số lớn khi ước lượng ma trận cản. Ảnh hưởng của phần ảo ma trận FRF đến kết quả nhận dạng ma trận cản không lớn như phần thực nên công thức đề xuất hiệu quả hơn các công thức nhận dạng ma trận cản hiện có của Tsuei và Arora. So với phương pháp nhận dạng cản của Lee&Kim [8], phương pháp đề xuất chỉ thực hiện tính toán và nghịch đảo các ma trận thực, trong khi phương pháp của Lee&Kim phải nghịch đảo ma trận FRF phức, điều này có thể làm tăng sai số và thời gian tính toán.

4. Kiểm tra độ chính xác của phương pháp đề xuất với số liệu đo FRF không nhiễu

Khảo sát công trình 4 tầng như hình 1. Khối lượng tập trung tại các tầng là: $m_1 = 3m_0$, $m_2 = m_3 = m_4 = m_0 = 4 \times 10^5$ (kg). Độ cứng tổng cộng của mỗi tầng là: $k_1 = 2k_0$, $k_2 = k_3 = k_4 = k_0 = 2 \times 10^8$ (N/m). Giả thiết hệ chỉ có cản nội ma sát và hệ số cản nội ma sát bằng 0.2 với tất cả các dạng riêng.



Hình 1: Công trình 4 tầng với mô hình cản nội ma sát

Sử dụng phương pháp của động lực học công trình [1], xây dựng được các ma trận khối lượng và độ cứng của hệ như cho trong bảng 1. Theo phương pháp phân tích mode với cản nội ma sát [5], ma trận cản theo lý thuyết được xây dựng lại và cho trong bảng 1

Bảng 1: Ma trận khối lượng, độ cứng và cản theo lý thuyết

Ma trận khối lượng [M] (×105 kg)				Ma trận độ cứng [K] (×108 N/m)				Ma trận cản lý thuyết [DLT] (×104 N/m)			
12	0	0	0	8	-2	0	0	16000	-4000	0	0
0	4	0	0	-2	4	-2	0	-4000	8000	-4000	0
0	0	4	0	0	-2	4	-2	0	-4000	8000	-4000
0	0	0	4	0	0	-2	2	0	0	-4000	4000

Từ ma trận khối lượng, độ cứng và cản của hệ, số liệu đo mô phỏng ma trận FRF được tạo ra theo công thức (9) ứng với mỗi điểm tần số trong miền tần số [0÷50] (rad/s) và tần số lấy mẫu là 1024 mẫu/s. Để kiểm tra độ chính xác của phương pháp đề xuất nhận dạng ma trận cản, sử dụng ma trận số liệu đo FRF không có nhiễu. Áp dụng phương

pháp đề xuất với công thức (17), thu được ma trận cản nội ma sát sau khi nhận dạng như trong bảng 2. Từ đây, thấy rằng, khi không có nhiễu, ma trận cản nhận dạng được hoàn toàn trùng với ma trận cản lý thuyết. Điều đó chứng tỏ tính đúng đắn của phương pháp và công thức đề xuất để nhận dạng ma trận cản nội ma sát của hệ.

Bảng 2: Ma trận cản theo lý thuyết và nhận dạng

Ma trận cản lý thuyết [DLT] (×104 N/m)				Ma trận cản nhận dạng [DND] (×104 N/m)			
16000	-4000	0	0	16000	-4000	0	0
-4000	8000	-4000	0	-4000	8000	-4000	0
0	-4000	8000	-4000	0	-4000	8000	-4000
0	0	-4000	4000	0	0	-4000	4000

5. So sánh phương pháp đề xuất với các phương pháp nhận dạng ma trận cản hiện có với số liệu đo ma trận FRF có nhiễu

Vấn khảo sát công trình 4 tầng như hình 1. Số liệu đo ma trận FRF được thêm vào các mức độ nhiễu khác nhau. Nhiễu được thêm vào tín hiệu bằng cách dùng biến đổi Fourier ngược các FRF lý thuyết thu được các hàm phản ứng xung (IRF); sau đó thêm tín hiệu nhiễu ngẫu nhiên có biên độ không đổi vào hàm thời gian IRF; cuối cùng, IRF với nhiễu được Fourier hóa thành FRF với nhiễu.

Mục này sẽ thực hiện so sánh hiệu quả của phương pháp đề xuất với các phương pháp nhận dạng ma trận cản nội ma sát của Tsuei [9] và Arora [2,3]. Dải tần số sử dụng được chọn giống nhau cho tất cả các phương pháp nhận dạng cản là [7÷42] (rad/s).

Để so sánh các phương pháp nhận dạng ma trận cản, cần phải định nghĩa ma trận sai số giữa ma trận cản nhận dạng được và ma trận cản lý thuyết. Phần tử $\epsilon_{j,k}$ trong ma trận sai số được xác định theo công thức sau:

$$\epsilon_{j,k} = \frac{|D_{j,k}^{ND} - D_{j,k}^{LT}|}{\max[D^{LT}]} \cdot 100\% \quad (20)$$

Với mức độ nhiễu 10% trong số liệu đo, kết quả nhận dạng ma trận cản nội ma sát theo các phương pháp được cho trong bảng 3. Theo đó, phương pháp đề xuất cho sai số nhận dạng ma trận cản nhỏ hơn nhiều so với 2 phương pháp của Tsuei và Arora. Sai số trung bình của phương pháp đề xuất bằng 1.47% so với phương pháp của Arora là 7.36%, phương pháp của Tsuei tương ứng là 14.38%.

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

Bảng 3: Nhận dạng ma trận cản theo các phương pháp với nhiễu đo 10%

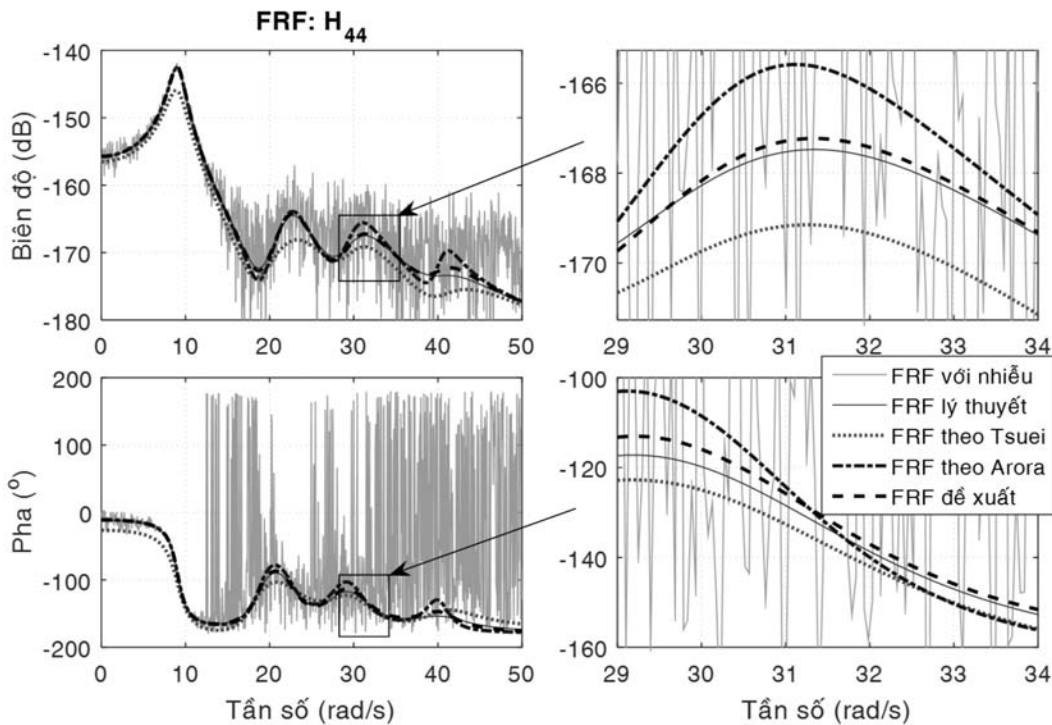
Theo Tsuei [9] ($\times 104$ N/m)				Theo Arora [2] ($\times 104$ N/m)				Theo phương pháp đề xuất ($\times 104$ N/m)			
20034	-3125	3749	8225	15584	-3168	-70	190	15757	-4255	260	238
-6874	7593	-6750	-5046	-3640	6128	-2655	-906	-3669	8291	-4101	-459
276	-4352	7027	-5083	-607	-1633	4780	-1943	-442	-4284	7863	-3788
869	648	-2269	6925	341	-1018	-2046	2719	254	72	-3823	4001
Ma trận sai số $[\varepsilon]$ (%)											
25.21	5.47	23.43	51.41	2.60	5.20	0.44	1.19	1.52	1.59	1.63	1.49
17.96	2.54	17.19	31.54	2.25	11.70	8.41	5.66	2.07	1.82	0.63	2.87
1.73	2.20	6.08	6.77	3.79	14.79	20.13	12.86	2.76	1.78	0.86	1.33
5.43	4.05	10.82	18.28	2.13	6.36	12.21	8.01	1.59	0.45	1.11	0.01
$\varepsilon_{tb} = 14.38$		$\varepsilon_{max} = 51.41$		$\varepsilon_{tb} = 7.36$		$\varepsilon_{max} = 20.13$		$\varepsilon_{tb} = 1.47$		$\varepsilon_{max} = 2.87$	

Với mức độ nhiễu 20%, kết quả nhận dạng ma trận cản nội ma sát theo các phương pháp được cho trong bảng 4. Đồ thị biên độ và pha của hàm truyền FRF H44 sau khi nhận dạng ma trận cản theo các phương pháp được thể hiện trên hình 2.

Bảng 4: Nhận dạng ma trận cản theo các phương pháp với nhiễu đo 20%

Theo Tsuei [9] ($\times 104$ N/m)				Theo Arora [2] ($\times 104$ N/m)				Theo phương pháp đề xuất ($\times 104$ N/m)			
23471	-6877	-4454	-13042	13983	-3579	-552	-1055	15088	-4066	-1399	79
-11758	5301	-4837	7881	-2603	4733	-1081	-1269	-3708	8153	-597	-908
13749	1411	6610	-15637	-419	-834	3177	-825	109	-4547	4574	-2513
-8237	-2742	-1149	11409	-157	-972	-1195	2001	26	255	-2580	3116
Ma trận sai số $[\varepsilon]$ (%)											
46.7	17.98	27.84	81.51	12.61	2.63	3.45	6.6	5.7	0.41	8.75	0.49
48.49	16.87	5.23	49.26	8.73	20.42	18.24	7.93	1.83	0.96	21.27	5.67
85.93	33.82	8.69	72.73	2.62	19.78	30.14	19.84	0.68	3.42	21.41	9.29
51.48	17.13	17.82	46.31	0.98	6.08	17.53	12.5	0.16	1.59	8.88	5.53
$\varepsilon_{tb} = 39.24$		$\varepsilon_{max} = 85.93$		$\varepsilon_{tb} = 11.88$		$\varepsilon_{max} = 30.14$		$\varepsilon_{tb} = 6.00$		$\varepsilon_{max} = 21.41$	

Các kết quả đều cho thấy rằng, phương pháp và công thức đề xuất có sai số nhận dạng ma trận cản nhỏ hơn so với 2 phương pháp còn lại. Với một mức độ nhiễu lớn (20%), theo phương pháp đề xuất, sai số trung bình các phần tử của ma trận cản nội ma sát nhận dạng được chỉ bằng 6%, sai số lớn nhất bằng 21.41%. Trong khi đó, công thức nhận dạng cản của Arora cho sai số lớn hơn, sai số trung bình bằng 11.88% và sai số lớn nhất lên tới 30.14%. Công thức nhận dạng cản của Tsuei cho sai số lớn hơn nữa, sai số lớn nhất lên tới 85.93%.



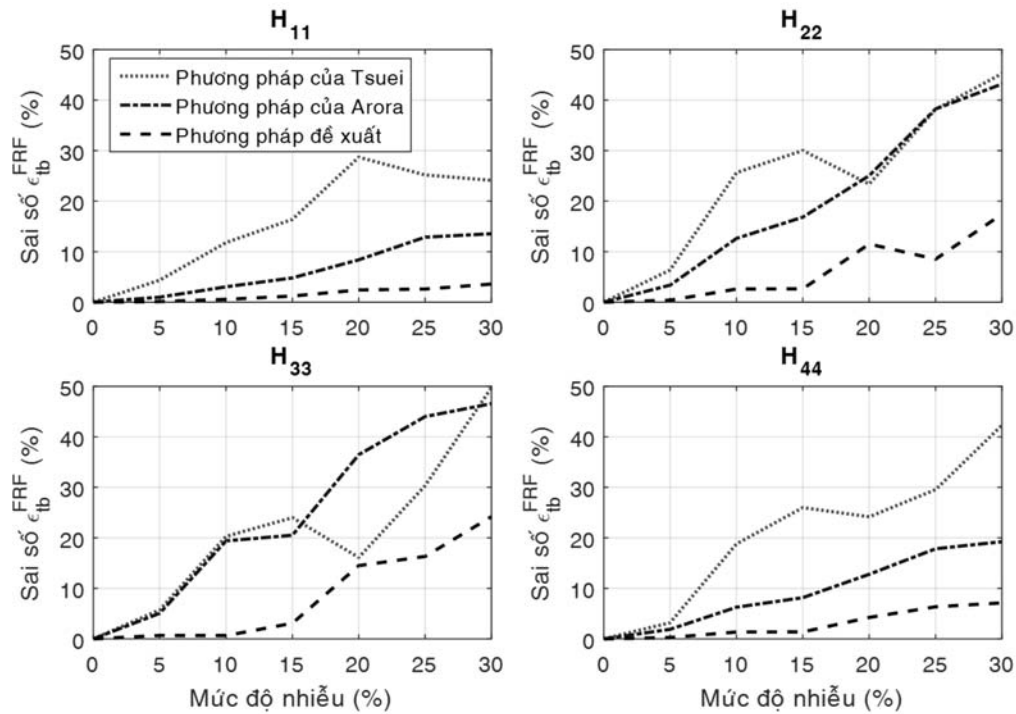
Hình 2: Đồ thị FRF H44 theo các phương pháp với mức nhiễu đo đạc 20%

Nếu như các bảng kết quả trên thể hiện sai số của từng phần tử ma trận cần nhận dạng so với ma trận cần lý thuyết thì đồ thị trên hình 2 cho cái nhìn trực quan về sự khác nhau giữa hàm truyền FRF lý thuyết và hàm truyền nhận dạng được theo các phương pháp. Các đồ thị này cho thấy, so với 2 phương pháp còn lại, đường cong FRF theo phương pháp đề xuất (nét gạch-gạch) tiệm cận gần nhất đường cong FRF lý thuyết (nét liền mảnh). Đường cong FRF theo các phương pháp của Tsuei và Arora thường chỉ phù hợp với đường cong FRF lý thuyết trong một khoảng tần số nhất định (chẳng hạn, [15÷25] rad/s cho phương pháp của Tsuei). Phương pháp của Arora chính xác hơn Tsuei nhưng cũng chỉ phù hợp với lý thuyết ở khoảng tần số thấp. Tần số càng

cao, sai số hàm truyền của 2 phương pháp trên so với lý thuyết càng lớn. Thậm chí, với mức nhiễu 20%, đường cong FRF theo Tsuei còn sai lệch hẳn cả về biên độ và pha so với FRF lý thuyết trên cả miền tần số thấp. Trong khi đó, hàm truyền FRF theo phương pháp đề xuất phù hợp cả về pha lẫn biên độ với hàm truyền lý thuyết trên miền tần số rộng hơn 2 phương pháp còn lại.

Để đánh giá một cách cụ thể sai số hàm truyền FRF sau khi nhận dạng ma trận cần, cần phải định nghĩa sai số trung bình của mỗi đường cong FRF nhận dạng so với đường cong FRF lý thuyết trên toàn miền tần số:

$$\varepsilon_{ib}^{FRF} = \frac{1}{N_{\omega}} \sum_{j=1}^{N_{\omega}} \left| \frac{H^{ND}(\omega_j) - H^{LT}(\omega_j)}{H^{LT}(\omega_j)} \right| \cdot 100\% \quad (21)$$



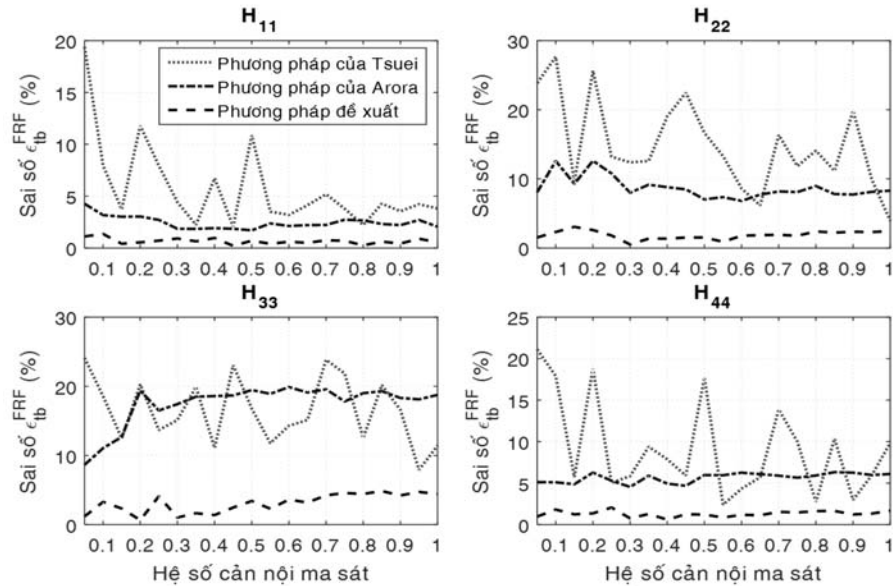
Hình 3: So sánh sai số trung bình FRF của các phương pháp theo các mức nhiễu

Cố định mức cản (ma trận cản), khảo sát các mức độ nhiễu trong số liệu đo FRF, sai số trung bình FRF theo phương pháp đề xuất và các phương pháp khác được thể hiện trên hình 3. Theo đó, sai số hàm truyền theo phương pháp đề xuất nhỏ hơn khá nhiều so với 2 phương pháp của Tsuei và Arora. Nhiễu càng tăng thì sai số trung bình FRF của các phương pháp càng tăng. Với mức nhiễu 10%, sai số trung bình FRF theo phương pháp đề xuất luôn nhỏ hơn 5%, trong khi đó, sai số theo phương pháp của Tsuei dao động từ 12÷26%, phương pháp của Arora là 3÷20%.

Với mức nhiễu 10% của tín hiệu đo, khảo sát với các mức cản khác nhau (hệ số cản nội ma sát như nhau cho tất cả các mode và thay đổi từ 0.05÷1.0), sai số

trung bình FRF theo phương pháp đề xuất và các phương pháp khác được thể hiện trên hình 4. Theo đó, phương pháp nhận dạng cản của Tsuei cho sai số lớn và không ổn định khi hệ số cản thay đổi. Phương pháp của Arora cho sai số khá lớn, lớn nhất lên đến 20%. Phương pháp nhận dạng ma trận cản đề xuất cho sai số luôn nhỏ hơn 5% và không thay đổi nhiều khi mức độ cản tăng lên.

Tổng hợp các kết quả trên, nếu lấy tiêu chí sai số trung bình FRF bằng 5% làm chuẩn thì phương pháp của Arora có thể áp dụng khi mức nhiễu nằm trong khoảng 0÷5%, phương pháp của Tsuei phù hợp với mức nhiễu dưới 3% và phương pháp đề xuất cho sai số nằm trong giới hạn cho phép với mức nhiễu lên tới 10%.



Hình 4: So sánh sai số trung bình FRF của các phương pháp theo các mức cản (với nhiễu 10%)

6. Kết luận

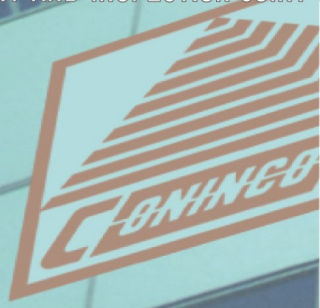
Bài báo đề xuất một phương pháp mới để nhận dạng trực tiếp ma trận cản nội ma sát của hệ kết cấu công trình. Phương pháp mới sử dụng thủ tục giả nghịch đảo ma trận phần ảo của ma trận FRF, do đó đã hạn chế ảnh hưởng của sai số phần thực FRF đến kết quả nhận dạng. Các khảo sát chi tiết cho thấy, phương pháp nhận dạng ma trận cản đề xuất đảm bảo độ tin cậy và cho sai số nhỏ hơn các phương pháp hiện có. Hiệu quả của phương pháp đề xuất được thể hiện rõ trong hệ có mức cản cao và số liệu đo có mức nhiễu lớn. Phương pháp đề xuất ít phụ thuộc vào mức độ cản mà phụ thuộc chủ yếu vào mức nhiễu của tín hiệu đo. Vì vậy, để nâng cao hiệu quả khi nhận dạng ma trận cản, bên cạnh việc sử dụng các phương pháp có độ chính xác cao hơn (như phương pháp đề xuất trong bài báo), cũng cần phải giảm nhiễu tín hiệu trong quá trình đo đạc thực nghiệm.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Phạm Đình Ba, Nguyễn Tài Trung. *Động lực học công trình*. Nxb Xây dựng, Hà Nội, 2005.
- [2]. Arora V. *Structural damping identification method using normal FRFs*. *International Journal of Solids and Structures*. *International Journal of Solids and Structures* 51, pp.133–143, (2014).
- [3]. Arora V. *Direct structural damping identification method using complex FRFs*. *Journal of Sound and Vibration* 339, pp. 304–323, (2015).
- [4]. Chen S. Y., Ju M. S. and Tsuei Y. G. *Estimation of Mass, Stiffness and Damping Matrices from Frequency Response Functions*. *Journal of Vibration and Acoustics* 118(1), pp. 78-82, (1996).
- [5]. Jimin He and Zhi-Fang Fu. *Modal Analysis*. Butterworth-Heinemann. Oxford, 2001.
- [6]. Kimball A.L., Lovell D.F. *Internal friction in solids*. *Physics Review* 30, pp. 948-959, (1927).
- [7]. Lee J.H, Kim J. *Identification of damping matrices form measured frequency response functions*. *Journal of Sound and Vibration* 240(3), pp. 545–565, (2001).
- [8]. Lee J.H, Kim J. *Development and validation of a new experimental method to identify damping matrices of a dynamic system*. *Journal of Sound and Vibration* 246 (3), pp. 505–524 (2001).
- [9]. Tsuei Y.G, Chen S.Y. *Effect of Parameter Identification on Modeling of Viscous and Structural Damping*. *IMAC XV - 15th International Modal Analysis Conference, Orlando, FL*, pp. 1139-1144, (1997).
- [10]. Сорокин Е. *К теории внутреннего трения при колебаниях упругих систем*. Москва, 1960.



CÔNG TY CỔ PHẦN TƯ VẤN CÔNG NGHỆ, THIẾT BỊ VÀ KIỂM ĐỊNH XÂY DỰNG
CONSULTANT AND INSPECTION JOINT STOCK COMPANY OF CONSTRUCTION TECHNOLOGY AND EQUIPMENT - CONINCO



CONINCO

**CHẮC CHẮN CHO TƯƠNG LAI
ASSURANCE FOR THE FUTURE**

Trụ sở chính

Số 4, Phố Tôn Thất Tùng,
Quận Đống Đa, Hà Nội, Việt Nam

ĐT :(+84-4) 38523706

Fax: (+84-4) 35741231

Email: conincohn@coninco.com.vn

www.coninco.com.vn



CONINCO

CHẮC CHÂN CHO TƯƠNG LAI
ASSURANCE FOR THE FUTURE