



INFLUENCE OF SHEAR STRESS TO THE FORMATION OF INCLINED CRACKS IN WEBS OF POST-TENSIONED CONCRETE BOX GIRDER BRIDGE CONSTRUCTED BY THE FREE CANTILEVER METHOD

Ngo Van Minh¹

¹*Department of Civil Engineering, University of Transport and Communications, No 3 Cau Giay Street, Hanoi, Vietnam*

ARTICLE INFO

TYPE: Research Article

Received: 15/05/2019

Revised: 12/6/2019

Accepted: 19/6/2019

Published online: 16/9/2019

<https://doi.org/10.25073/tcsj.70.1.40>

* *Corresponding author*

Email: minhngovan83@utc.edu.vn

Abstract. The paper carries out the analysis to predict the causes of cracking in webs of post-tensioned concrete box girder of Free-Cantilevered method bridge in Vietnam. This type of cracking has already been detected in Tan De bridge (Thai Binh province), Tram Bac bridge (National route 10, Hai Phong province),... The cracks might be derived in construction stages and then propagated during exploiting periods. The analysis is going to indicate the potential causes involving to cracking, thenceforward, finding out the solutions of retrofit and possible recommendations for design of next new projects.

Keywords: inclined crack in box girder, FCM bridge, Tan De bridge.

© 2019 University of Transport and Communications



PHÂN TÍCH NGUYÊN NHÂN GÂY RA NÚT XIÊN VÁCH DẦM HỘP BÊ TÔNG DỰ ỨNG LỰC CĂNG SAU CỦA CẦU ĐÚC HẫNG CÂN BẰNG

Ngô Văn Minh¹

¹Bộ môn Cầu hầm, Khoa Công trình, Trường Đại học Giao thông vận tải, Số 3 Cầu Giấy, Hà Nội.

THÔNG TIN BÀI BÁO

CHUYÊN MỤC: Công trình khoa học

Ngày nhận bài: 15/05/2019

Ngày nhận bài sửa: 12/6/2019

Ngày chấp nhận đăng: 19/6/2019

Ngày xuất bản Online: 16/9/2019

<https://doi.org/10.25073/tcsj.70.1.40>

* Tác giả liên hệ

Email: minhngovan83@utc.edu.vn

Tóm tắt: Bài báo tiến hành phân tích dự đoán nguyên nhân gây ra các vết nứt xiên trên vách dầm hộp kết cấu nhịp cầu đúc hẫng cân bằng ở Việt Nam. Các vết nứt dạng này đã được tìm thấy ở một số các cầu điển hình như cầu Tân Đệ (Thái Bình), cầu Trạm Bạc (Hải Phòng),... Các vết nứt có thể đã xuất hiện trong quá trình thi công và phát triển thêm trong quá trình khai thác. Kết quả phân tích sẽ chỉ ra các nguyên nhân có thể, từ đó có thể tìm ra các giải pháp khắc phục hoặc các khuyến cáo trong thiết kế để không xảy ra các hư hỏng tương tự.

Từ khóa: nứt xiên dầm hộp, hư hỏng cầu đúc hẫng, cầu Tân Đệ.

© 2019 Trường Đại học Giao thông vận tải

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Cầu dầm hộp bê tông cốt thép dự ứng lực căng sau thi công theo phương pháp đúc hẫng đã được sử dụng ở nước ta từ năm 1996 với công trình cầu Phú Lương với khẩu độ nhịp chính bằng 102m, trên Quốc lộ 5 thuộc địa phận Hải Dương và cầu Sông Gianh trên Quốc lộ 1, thuộc địa phận tỉnh Quảng Bình. Hai công trình cầu dầm hộp bê tông cốt thép dự ứng lực đầu tiên này đều do các công ty tư vấn nước ngoài (VSL và Freyssinet) thiết kế. Từ đó đến nay, kết cấu nhịp cầu dầm hộp bê tông cốt thép dự ứng lực căng sau đã nhanh chóng trở thành

dạng kết cấu chủ yếu trong xây dựng cầu nhịp lớn. Hàng trăm cây cầu lớn nhỏ như: Hoàng Long (Thanh Hóa), Hòa Bình (Hòa Bình), Quán Hàu (Quảng Bình), Nhật Lệ (Quảng Bình), Tân Đệ (Nam Định - Thái Bình), Phù Đổng (Hà Nội)... và sau này là Thanh Trì (Hà Nội), Vĩnh Tuy (Hà Nội), Thủ Thiêm (Tp. Hồ Chí Minh), Hàm Luông (Bến Tre), Pá Uôn (Sơn La), Vĩnh Thịnh (Hà Nội - Vĩnh Phúc)... đã được thiết kế, xây dựng. Đến nay, kết cấu nhịp cầu dầm hộp bê tông cốt thép dự ứng lực ở Việt Nam đã được thiết kế vượt khẩu độ lớn đến 150m (cầu Cửa Đại, cầu Hàm Luông).

Tuy nhiên sau khoảng 20 năm áp dụng ở Việt Nam, dạng kết cấu nhịp cầu này đã phát sinh một số dạng hư hỏng có tính điển hình, phổ quát. Trong đó, loại hư hỏng phổ biến nhất là nứt. Cụ thể, kết quả khảo sát các cầu cho thấy có các dạng vết nứt cơ bản là: nứt theo phương dọc cầu ở mặt đáy của bản nắp dầm hộp; nứt cục bộ ở vách ngang trên gối; nứt xiên trên sườn dầm; nứt thẳng đứng ở các đốt dầm chịu mô-men uốn lớn; nứt ngang tại mỗi nối; nứt cục bộ ở các đầu neo cáp dự ứng lực.

Trong phạm vi bài báo, tác giả tiến hành phân tích dự đoán các nguyên nhân gây ra các vết nứt xiên trên vách dầm hộp (xem Hình 1) và sự phát triển của các vết nứt này trong quá trình thi công và khai thác. Với các vết nứt dạng xiên trên vách hộp, sự suy giảm dính bám, phá hoại môi và hiệu ứng ăn mòn của cốt thép có thể sẽ xuất hiện. Ngoài ra, các vết nứt có thể sẽ làm thay đổi ứng xử của kết cấu so với kết cấu đồng nhất ban đầu dưới tác động của tải trọng. Tuy nhiên, cũng phải nói rằng các vết nứt không phải hoàn toàn không được phép xuất hiện trong kết cấu bê tông dự ứng lực, nhưng sự xuất hiện của các vết nứt làm kết cấu không còn đồng nhất và sẽ ảnh hưởng đến khả năng khai thác của cầu. Do đó, việc xác định nguyên nhân gây ra và ảnh hưởng của các vết nứt đến kết cấu là rất quan trọng.



Hình 1. Hình ảnh nứt xiên vách dầm hộp ở cầu Tân Đệ, QL10.

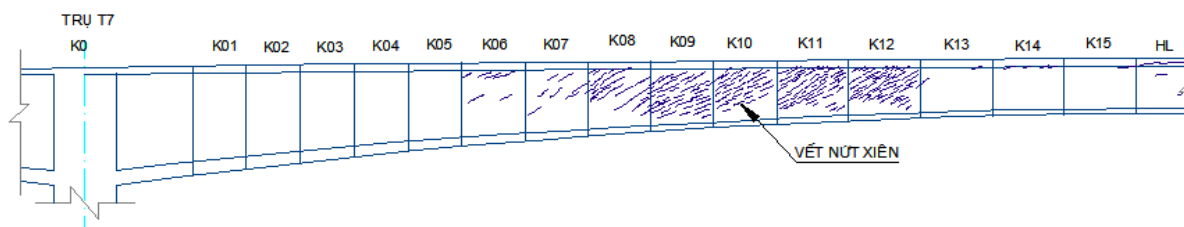
2. PHÂN TÍCH XÁC ĐỊNH NGUYÊN NHÂN GÂY NÚT XIÊN VÁCH DẦM HỘP KẾT CẤU NHỊP THI CÔNG BẰNG PHƯƠNG PHÁP ĐÚC HẰNG CÂN BẰNG

2.1. Tổng quan về dạng vết nứt và dự đoán các nguyên nhân có thể gây nứt

Nứt dạng xiên trong sườn dầm hộp đã được phát hiện trong rất nhiều các công trình cầu trên thực tế. Các vết nứt này có góc nghiêng khoảng 45° so với trục dọc của dầm. Đối với một số cầu đúc hằng trên QL10, các vết nứt thường phân bố ở trục giữa sườn dầm và kéo dài về

phía tiếp giáp giữa sườn dầm với bản nắp trên và bản đáy của dầm.

Cầu Tân Đệ tại Km 99+200, nằm trên quốc lộ 10, đã phát hiện một số vết nứt xiên trên sườn dầm sau khi thi công xong. Trong quá trình khai thác về sau, trên sườn dầm đã xuất hiện thêm các vết nứt xiên mới, đồng thời các vết nứt cũ phát triển thêm về cả chiều dài và bề rộng. Các vết nứt xiên xuất hiện nhiều, đặc biệt là tại các đốt từ K08 đến K13 mỗi nhịp (Hình 2). Các vết nứt có thể nhìn thấy ở cả mặt trong và mặt ngoài của vách dầm. Tuy nhiên, các vết nứt này được dự đoán là các vết nứt bề mặt, tức là các chiều sâu của các vết nứt không xuyên suốt từ mặt trong tới mặt ngoài của kết cấu.



Hình 2. Mô tả hình dạng và phân bố các vết nứt xiên phổ biến trên mỗi nhịp cầu Tân Đệ.

Về tổng quan, nguyên nhân gây ra các vết nứt xiên trong vách dầm hộp được dự đoán là do ứng suất cắt lớn nhất trên bề mặt của kết cấu đã vượt quá giới hạn kéo chảy của vật liệu. Trên thực tế, các vết nứt có thể xuất hiện ngay trong quá trình thi công, sau đó tiếp tục phát triển trong quá trình khai thác. Trong quá trình khai thác, các vết nứt mới cũng có khả năng xuất hiện do sự duy giảm của mặt cắt do đã nứt trước đó. Để nghiên cứu xác định các nguyên nhân điển hình gây ra các vết nứt cắt trong dầm hộp cầu đúc hẫng cân bằng, tác giả phân loại các nguyên nhân chính vào ba vùng:

- Do sự không hợp lý về hình dạng và kích thước của mặt cắt;

- Do các yếu tố trong quá trình thi công:

+ Tổ hợp liên tục của ứng suất cắt và kéo do tải trọng trong quá trình thi công và khai thác;

+ Dự ứng lực ban đầu chưa hợp lý.

- Do các yếu tố trong quá trình khai thác:

+ Hiệu ứng xoắn của kết cấu nhịp do tác dụng của hoạt tải đặt lệch tâm;

+ Hiệu ứng do Gradient nhiệt trên kết cấu do nhiệt độ thay đổi hàng ngày và theo mùa;

+ Mất mát ứng suất của các bó cáp DUL và hiệu ứng của co ngót, từ biến trong bê tông.

Trong phạm vi bài báo, tác giả tập trung phân tích ảnh hưởng của hai nhóm nguyên nhân chính: (1) sự không hợp lý của hình dạng và kích thước của mặt cắt, và (2) các yếu tố trong quá trình thi công. Qua đó, có thể sử dụng kết quả nghiên cứu làm định hướng, hoặc tham khảo cho việc xác định nguyên nhân gây nứt cho các cầu trong thực tế và đánh giá các yếu tố trong quá trình khai thác.

2.2. Phân tích cơ chế cơ học gây nứt xiên vách dầm hộp

2.2.1. Tổng quan về mặt chảy trong phá hoại bê tông

Cường độ của bê tông dưới ứng suất ba trục là hàm của các ten-xơ ứng suất. Cường độ này phụ thuộc vào các ứng suất nén, kéo và cắt trong bê tông. Trong cơ học, quan điểm về phá hoại phụ thuộc vào từng mục đích và vật liệu. Đối với kết cấu bê tông, có hai dạng phá hoại, đó là phá hoại giòn và phá hoại dẻo. Phá hoại giòn gây ra do các vết nứt kéo, khi đó, cường độ của bê tông theo hướng vuông góc với vết nứt sẽ biến mất. Loại phá hoại này xuất hiện dưới ứng suất kéo lớn. Mặt khác, phá hoại dẻo lại bắt đầu cùng với các vết nứt vi mô do nén, khi đó bê tông sẽ mất một phần cường độ.

Ngoài ra, còn có một số tiêu chuẩn phá hoại khác cho kết cấu bê tông. Các tiêu chuẩn phá hoại này được chia thành năm nhóm, tương ứng với các nhóm từ 1 đến 5 thông số, dựa trên các giả thiết khác nhau [1].

Các mô hình một thông số chỉ yêu cầu các thông số của vật liệu để xác định mặt chảy của bê tông, đó có thể là cường độ nén hoặc cường độ kéo. Các mô hình đại diện cho nhóm này là mô hình vật liệu của Rankine và Tresca. Theo lý thuyết Rankine, phá hoại của bê tông bắt đầu khi một trong các ứng suất chính $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ đạt tới giá trị cường độ kéo của bê tông (f_t') . Tuy nhiên, tiêu chuẩn này đã bỏ qua hiệu ứng của các ứng suất cắt trong bê tông. Còn trong lý thuyết chảy của Tresca, phá hoại xuất hiện khi ứng suất cắt lớn nhất đạt đến giá trị tới hạn K , là ứng suất chảy của bê tông trong thí nghiệm cắt thuần túy. Thông số này có thể xác định được thông qua thí nghiệm đơn trục cho vật liệu dẻo.

Tuy nhiên, cường độ chịu kéo và chịu nén của bê tông lại không giống nhau. Do đó, mặt chảy của bê tông lại không có ba trục đối xứng. Tức là, các mô hình một thông số không thể dự đoán được ứng xử của bê tông trong trạng thái chung của ứng suất, khi đó, cần phải có các mô hình yêu cầu nhiều thông số hơn. Hai mô hình hai thông số được biết đến nhiều nhất là mô hình Mohr-Columb và mô hình Drucker-Prager. Theo lý thuyết Mohr-Columb, cường độ cắt của vật liệu sẽ là hàm của độ dính bám và các ứng suất pháp. Với bê tông, tiêu chuẩn Mohr-Columb có thể được thể hiện dưới dạng cường độ chịu nén (f_c') và cường độ kéo (f_t') bằng công thức:

$$\frac{f_c'}{f_t'} \sigma_1 - \sigma_3 = f_c' \quad (1)$$

Trong đó, (σ_1, σ_2) lần lượt là các ứng suất theo phương chính. Tiêu chuẩn Mohr-Columb đã chứng minh được sự hiệu quả trong phân tích dầm và bản. Tuy nhiên, tiêu chuẩn Mohr-Columb thường phức tạp trong phép tích phân số học mối quan hệ ứng suất-biến dạng, và đưa trạng thái ứng suất về mặt chảy. Tiêu chuẩn Drucker-Prager lại có ưu điểm hơn về mặt này, thể hiện bằng công thức:

$$f(I_1, J_2) = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - K = 0 \quad (2)$$

Trong đó, I_1 là bất biến đầu tiên của ten-xơ ứng suất, J_2 là bất biến thứ hai của ten-xơ ứng suất phá hoại, và α và K [2] là các thông số vật liệu.

Mối quan hệ giữa ứng suất cắt bất diện (τ_{oct}) và ứng suất pháp bất diện (σ_{oct}) là tuyến tính trong mô hình Drucker-Prager, và mặt phá hoại được thể hiện bằng một vòng tròn trong mặt phẳng π . Các kết quả thí nghiệm lại chỉ ra rằng mối quan hệ này không tuyến tính, và mặt phá hoại không phải là một đường tròn. Do đó, các mô hình ba thông số xuất hiện. William và Warnke đưa ra tiêu chuẩn ba thông số cho vùng chịu kéo của bê tông với các ứng suất nén thấp. Mặt phá hoại trong mặt phẳng π là một đường e-líp, và các góc của mặt chảy là các đường cong liên tục.

Mô hình ba thông số của William-Warnke đã được điều chỉnh bởi mô hình năm thông số bằng cách bổ sung thêm 2 bậc tự do. Làm như thế, mô hình sẽ hiệu quả hơn cho các trạng thái ứng suất nén. Mô hình này được xác định bằng các công thức:

$$\frac{2J_2}{5\sqrt{f'_c}} = \alpha_0 + \alpha_1 \frac{\sigma_{oct}}{f'_c} + \alpha_2 \left(\frac{\sigma_{oct}}{f'_c} \right)^2 \quad (\text{kéo}) \quad (3)$$

$$\frac{2J_2}{5\sqrt{f'_c}} = \beta_0 + \beta_1 \frac{\sigma_{oct}}{f'_c} + \beta_2 \left(\frac{\sigma_{oct}}{f'_c} \right)^2 \quad (\text{nén}) \quad (4)$$

Các thông số chưa biết, bao gồm: $\alpha_0, \alpha_1, \alpha_2, \beta_0, \beta_1, \beta_2$ thu được từ các thí nghiệm. Các phương trình này giao với trục thủy tính tại một điểm xác định, do đó, mô hình năm thông số mới được xác định.

2.2.2. Các mặt chảy Quasi-Tresca trong bê tông

Theo lý thuyết, mặt chảy Tresca cho các bài toán trong mặt phẳng [3] có thể được thể hiện bằng các phương trình:

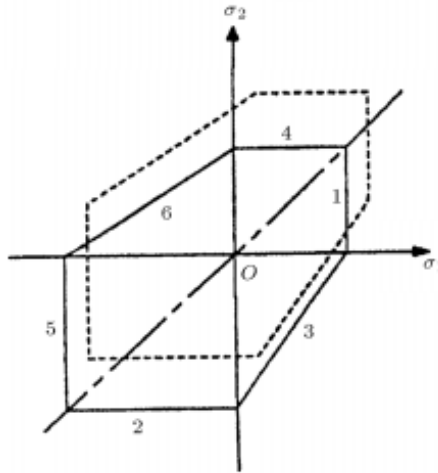
$$\begin{aligned} F_1 &= \sigma_1 - \sigma(k) = 0, \\ F_2 &= -\sigma_2 - \sigma(k) = 0, \\ F_3 &= \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma(k) = 0, \\ F_4 &= \sigma_2 - \sigma(k) = 0, \\ F_5 &= -\sigma_1 - \sigma(k) = 0, \\ F_6 &= -\sigma_1 + \sigma_2 - \sigma(k) = 0. \end{aligned} \quad (5)$$

Phép chiếu của mặt chảy trong các mặt phẳng π đưa ra một hình lục giác với hai trục đối xứng. Hàm chảy Tresca giả thiết rằng ứng xử của vật liệu chịu nén và chịu kéo là như nhau. Để khắc phục nhược điểm này, Rezaee-Pajand [4] đã đề xuất mặt chảy Quasi-Tresca thứ nhất.

Giả thiết a là tỷ lệ giữa cường độ nén và cường độ kéo của vật liệu, các phương trình cho mặt chảy Quasi-Tresca thứ nhất có thể được viết lại bằng:

$$\begin{aligned} F_1 &= \sigma_1 - \sigma(k) = 0, \\ F_2 &= -\sigma_2 - a\sigma_0 = 0, \\ F_3 &= a\sigma_1 - \sigma_2 - a\sigma_0 = 0, \\ F_4 &= \sigma_2 - \sigma_0 = 0, \\ F_5 &= -\sigma_1 - a\sigma_0 = 0, \\ F_6 &= -\sigma_1 + a\sigma_2 - a\sigma_0 = 0. \end{aligned} \quad (6)$$

Trong đó, σ_0 là ứng suất chảy của vật liệu và có thể thu được từ thí nghiệm kéo đơn trục. Mặt chảy Quasi-Tresca có thể ứng dụng được cho các vật liệu có thuộc tính kéo và nén khác nhau.



Hình 3. Mặt chảy Quasi-Tresca thứ nhất.

Một dạng khái quát hơn của mặt chảy Quasi-Tresca được đưa ra bởi Weisgerber [5]. Hai thông số β_1 và β_2 thể hiện cho ứng xử của vật liệu khi chịu kéo và chịu nén được sử dụng để xác định mặt chảy Quasi-Tresca thứ hai được thể hiện bởi các công thức:

$$\begin{aligned} F_1 &= \beta_1\sigma_1 + (1-\beta_1)\sigma_2 - \beta_1\sigma(k) = 0, \\ F_2 &= (\beta_2-1)\sigma_1 - \beta_2\sigma_2 - a\beta_2\sigma(k) = 0, \\ F_3 &= a\sigma_1 - \sigma_2 - a\sigma(k) = 0, \\ F_4 &= (1-\beta_1)\sigma_1 + \beta_1\sigma_2 - \beta_1\sigma(k) = 0, \\ F_5 &= -\beta_2\sigma_1 + (\beta_2-1)\sigma_2 - a\beta_2\sigma(k) = 0, \\ F_6 &= -\sigma_1 + a\sigma_2 - a\sigma(k) = 0. \end{aligned} \quad (7)$$

Các thông số β_1 và β_2 thu được bằng các thí nghiệm. Weisgerber sử dụng mặt chảy này cùng với quy tắc hóa cứng đẳng hướng để giải các bài toán biến dạng mặt phẳng của bê tông.

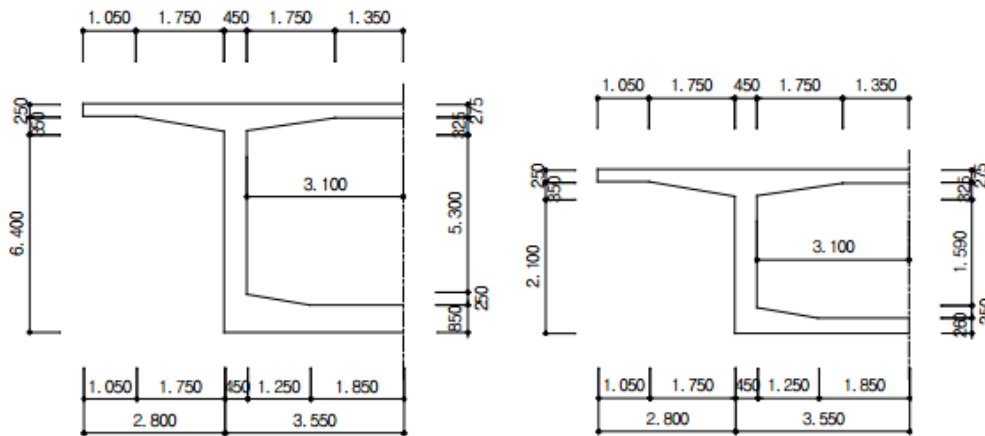
2.3. Mô hình phân tích chứng minh

2.3.1. Giới thiệu mô hình cầu

Để làm rõ các phân tích dự đoán nguyên nhân gây ra các vết nứt xiên trong vách dầm hộp cầu đúc hẫng cân bằng, bài báo tiến hành phân tích trên một thiết kế cầu dầm hộp đúc hẫng

cân bằng điển hình theo Tiêu chuẩn thiết kế AASHTO LRFD 2012. Các thông số chính của cầu:

- Sơ đồ kết cấu nhịp: 85.0 + 130.0 + 85.0 (m);
- Bê tông đầm $f'_c = 50MPa$, bê tông mô trụ $f'_c = 40MPa$;
- Cốt thép dự ứng lực là loại cáp có độ tự chùng thấp theo tiêu chuẩn ASTM A416, cấp 270. Đường kính mỗi tao là 15.2mm. Trong đó:
 - Cáp dự ứng lực trên (âm): trên mỗi đỉnh trụ có 38 bó, mỗi bó có 19 tao cáp;
 - Cáp dự ứng lực dưới (dương) phía nhịp biên: có 14 bó, mỗi bó có 19 tao cáp;
 - Cáp dự ứng lực dưới (dương) nhịp giữa: có 18 bó, mỗi bó có 19 tao cáp.
- Bề mặt cầu rộng $B=12.7m$, chiều cao mặt cắt đầm tại đỉnh trụ là $h_1=7.0m$, tại giữa nhịp là $h_2=2.7m$ (xem Hình 4). Đầm có sườn đứng và chiều dày không thay đổi.



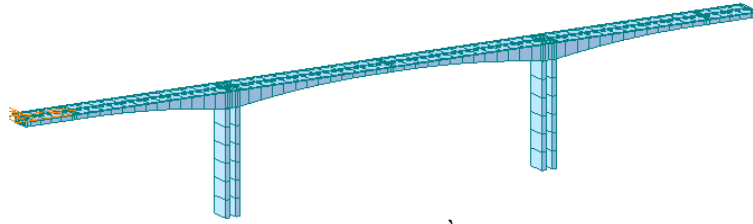
Hình 4. Mặt cắt đầm hộp ở trên đỉnh trụ và giữa nhịp.

2.3.2. Kết quả mô hình phân tích

Trong cầu dầm hộp, các vết nứt xiên thường xuất hiện trong phạm vi sườn dầm. Thông thường, để xác định kích thước hình học cho sườn dầm, ba thông số thường được đưa ra xem xét là: chiều cao dầm (h_1), tỷ lệ giữa chiều cao sườn dầm mặt cắt trên đỉnh trụ và mặt cắt giữa nhịp (h_1/h_2), và tỷ lệ giữa diện tích mặt cắt sườn dầm và bề rộng của dầm (h_1b_w/B). Trong đó, yếu tố thứ ba là yếu tố mang tính tổng quát và toàn diện nhất. Yếu tố này xét đến bề rộng sườn dầm (b_w), chiều cao sườn dầm (h_1) là những thông số trực tiếp trong tính toán ứng suất tiếp của sườn dầm, trong mối tương quan đến bề rộng của cầu.

Trong ví dụ phân tích, kết cấu nhịp dầm hộp được thi công phân đoạn theo phương pháp đúc hẫng cân bằng. Dầm được chia thành 12 đoạn từ K0 đến K12, mỗi đoạn dài 4.75 (m) và đoạn hợp long Kseg dài 2.0 (m). Tải trọng xe đúc sử dụng là 100T. Mô phỏng phân tích các giai đoạn thi công của cầu trên phần mềm Midas Civil (2017). Các bước thi công được mô phỏng bao gồm:

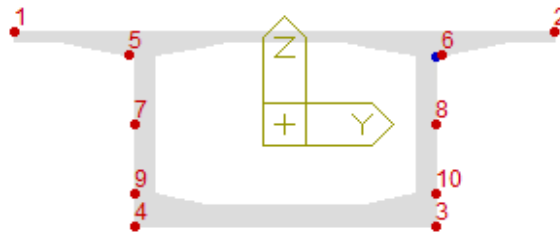
- Từ CS1 đến CS13: thi công các đốt K1 đến hợp long nhịp biên;
- Từ CS14 đến CS17: hoàn thiện hợp long nhịp biên đến hợp long nhịp giữa.



Hình 5. Mô hình phân tích cầu trên Midas FEA.

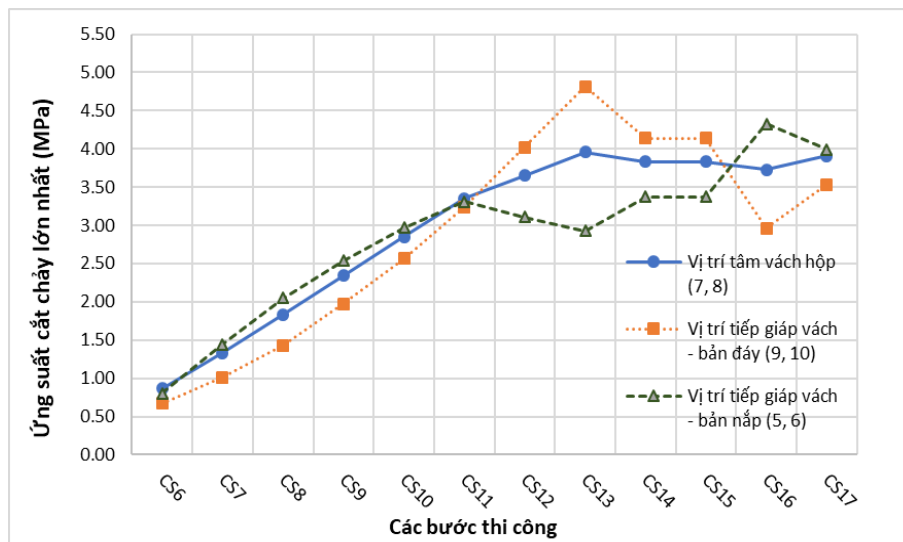
Bài báo tiến hành phân tích ứng suất cắt lớn nhất theo tiêu chuẩn Tresca cho vật liệu giòn (bê tông) tại vị trí sườn dầm trong quá trình thi công đúc hẫng kết cấu nhịp. Xét sự phát triển ứng suất cắt chảy lớn nhất (Max shear) theo Tresca tại mặt trong và ngoài của vách dầm trong quá trình thi công.

Các vị trí trên vách dầm (xem Hình 6) được xem xét ứng suất bao gồm vị trí: tiếp giáp giữa sườn dầm và đáy dầm (vị trí 9 và 10), vị trí giữa sườn dầm (vị trí 7 và 8), và vị trí tiếp giáp giữa sườn dầm và bản nắp dầm (vị trí 5 và 6).



Hình 6. Các vị trí phân tích ứng suất trong mặt cắt dầm.

Xét vị trí sườn dầm đốt K5 (nhịp giữa) ở vị trí tiếp giáp với đốt K4, là vị trí thường xuất hiện các vết nứt xiên trên thực tế, ứng suất cắt chảy (Max shear) phát triển theo các giai đoạn thi công được thể hiện như trong Hình 7.

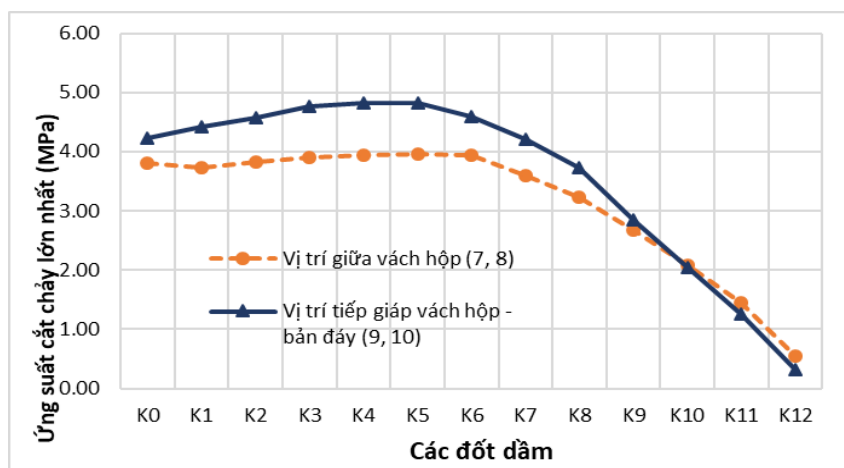


Hình 7. Biểu đồ phát triển ứng suất cắt chảy trên sườn dầm đốt K5 (nhịp giữa) theo các giai đoạn thi công.

Từ biểu đồ Hình 7, ứng suất lớn cắt chảy lớn nhất (Max shear) theo lý thuyết Tresca cho vật liệu giòn tại các vị trí vách hộp tiếp giáp với đáy hộp đã đạt tới giá trị từ 4.0 - 4.8 MPa trong một số bước thi công. Tương tự như vậy, vị trí giữa của vách hộp cũng có ứng suất cắt

chảy cao, đạt xấp xỉ 4.0 MPa, và vị trí tiếp giáp giữa vách hộp với bản nắp cũng có thể đạt giá trị đến 4.3 MPa trong quá trình thi công. Các giá trị này còn phụ thuộc vào trình tự thi công hợp long của kết cấu nhịp, tuy nhiên, có thể thấy rằng, các giá trị cắt chảy này đều khá lớn so với cường độ chảy thông thường của bê tông.

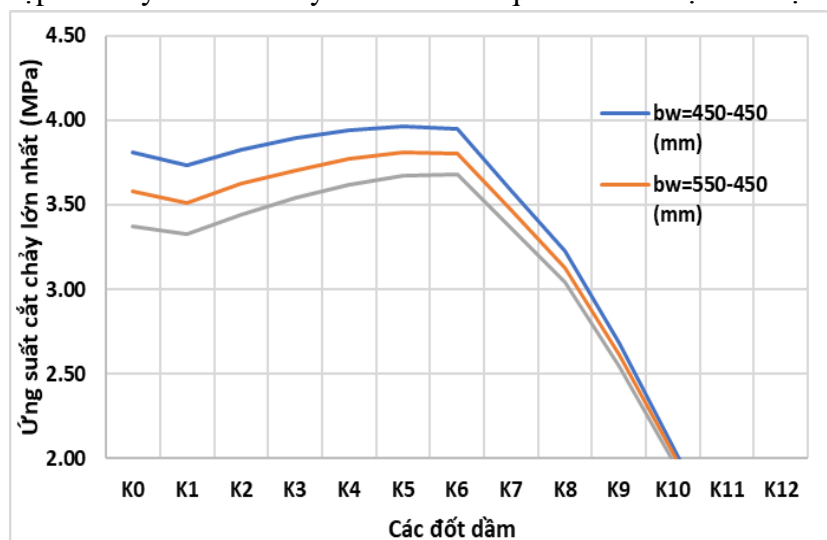
Để tiến hành phân tích cho việc các vết nứt xiên vách hộp thường xuất hiện tại các đốt nằm trong khoảng từ 0.2 - 0.4L, hay từ đốt K3 đến K6 có chiều dày vách hộp 450mm như trong ví dụ phân tích, tác giả so sánh phân tích ứng suất cắt chảy lớn nhất (Max shear) của các đốt trong suốt quá trình thi công đến hoàn thiện kết cấu nhịp.



Hình 8. So sánh ứng suất cắt chảy lớn nhất giữa các đốt dầm

Như vậy, ứng suất cắt chảy lớn nhất trong quá trình thi công, hoàn thiện của các đốt K3 đến K6 là lớn nhất khi so với các đốt khác. Điều này có thể là do độ cứng tương đối của mỗi đốt trong quá trình thi công do đặc trưng của dạng kết cấu cầu đúc hẫng khi thay đổi chiều cao dầm và chiều dày của vách, bản đáy.

Trên cơ sở đó đó, tác giả tiến hành phân tích so sánh giá trị ứng suất cắt chảy lớn nhất tại vị trí giữa vách dầm hộp khi thay đổi chiều dày của vách. Kết quả so sánh được thể hiện trong Hình 9.



Hình 9. Ứng suất cắt chảy lớn nhất ở giữa vách các đốt dầm khi thay đổi chiều dày của vách hộp

III. KẾT LUẬN

Trong phạm vi bài báo, tác giả đã tiến hành phân tích dự đoán các nguyên nhân có thể gây ra các vết nứt xiên trên vách dầm hộp bê tông dự ứng lực căng sau theo phương pháp đúc hẫng cân bằng ở Việt Nam. Trong đó, tác giả tập trung vào hai nhóm nguyên nhân chính đó là sự chưa hợp lý về mặt cắt của kết cấu nhịp và các tải trọng trong quá trình thi công. Để giải thích cho các luận điểm, tác giả đã tiến hành phân tích cơ chế của các vết nứt xiên dựa trên lý thuyết phá hoại do ứng suất cắt chảy Tresca dành cho các vật liệu giòn thông qua mô hình phân tích một cầu đúc hẫng điển hình.

Kết quả phân tích của bài báo có thể là cơ sở để tiến hành các phân tích sâu hơn về nguyên nhân gây ra nứt cho các kết cấu dầm hộp bê tông dự ứng lực cân bằng ở Việt Nam. Trên cơ sở đó, tác giả đề xuất đưa việc kiểm toán phá hoại nứt do ứng suất cắt chảy vào thiết kế các công trình cầu để có thể hạn chế xuất hiện các dạng hư hỏng tương tự ở cầu đúc hẫng trong tương lai.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. M. Nazem¹, I. Rahmani, M. Rezaee-Pajand, Nonlinear FE Analysis of Reinforced Concrete Structures Using a Tresca-Type Yield Surface, *Transaction A: Civil Engineering*, 16 (2009) 512-519.
- [2]. W.F. Chen, Evaluation of Plasticity-Based Constitutive Models for Concrete Materials, *Solid Mechanics Archives*, Oxford University Press, England, 13 (1988) 1-63.
- [3]. M. Rezaee-Pajand, M. Nazem, Elasto-plastic analysis of three-dimensional structures, *Engineering Computations*, 20 (2003) 274-295. [https://doi.org/10.1016/0029-5493\(72\)90173-2](https://doi.org/10.1016/0029-5493(72)90173-2)
- [4]. M. Rezaee-Pajand, Uniaxial symmetrical Tresca yield condition in elasto-plastic finite element analysis, MSc Thesis, University of Pittsburgh, 1979.
- [5]. F.E. Weisgerber, Elastic-plastic analysis for tensionweak materials using a linearized yield surface, *Research Report Performed While Occupying a Junior Morrow Research Chair, Summer/Autumn Quarters*, 1981.
- [6]. R.G. Selby, Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete solids, MSc Thesis, University of Toronto, 1990.
- [7]. M.A. Polak, F.J. Vecchio, Nonlinear analysis of reinforced concrete shells, *Journal of Structural Engineering*, 119 (1993), 3439-3462.
- [8]. M. Cervera, E. Hinton, O. Hassan, Nonlinear analysis of reinforced concrete plates and shell structures using 20-noded isoparametric brick elements, *Computers and Structures*, 25 (1987) 845-869. [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(87\)90200-8](https://doi.org/10.1016/0045-7949(87)90200-8)
- [9]. F.J. Vecchio, M.P. Collins, The Response of Reinforced Concrete to Inplane Shear and Normal Stresses, University of Toronto, Department of Civil Engineering, Publication No. 82-03, 1982.