



EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF PERFORMANCE OF CAST-IN-PLACE CONCRETE BRIDGE DECK SLABS

Bui Thanh Tung^{1*}, Tran The Truyen¹, Nguyen Duc Hieu²

¹University of Transport and Communications, No 3 Cau Giay Street, Hanoi, Vietnam

²Campus in Ho Chi Minh City, University of Transport and Communications, No 450-451 Le Van Viet Street, Ho Chi Minh City, Vietnam

ARTICLE INFO

TYPE: Research Article

Received: 02/03/2025

Revised: 10/04/2025

Accepted: 12/04/2025

Published online: 15/04/2025

<https://doi.org/10.47869/tcsj.76.3.9>

* Corresponding author

Email: bttung@utc.edu.vn

Abstract. In the performance of concrete bridge decks, apart from the behavior of resisting impact loads contributed by their own sections, there exists another mechanism also contributing to the load-bearing capacity of concrete bridge decks, as mentioned in studies. This mechanism is known as the arching-action mechanism, which arises in the concrete deck slab under the impact of loads. The contribution of this mechanism enhances the load-bearing capacity of the concrete deck slab. As a result, the actual load-bearing capacity of the concrete deck slab increases significantly in comparison with that estimated by the traditional design method allowed in the bridge design specification TCVN 11823-2017. Therefore, once considering the contribution of arching-action to the load-bearing capacity of the concrete deck slab, the necessary amount of reinforcement required for the concrete deck slab can be reduced. Based on this issue, an experimental study on the behavior of concrete bridge deck under wheel load has been carried out and is presented in this paper. The experimental results will be analyzed and compared with predicted results using various estimation models to survey the contribution of the arching-action to the load-bearing capacity of the concrete bridge deck. Thence, relevant recommendations for the design of concrete bridge deck will be suggested.

Keywords: traditional method, concrete bridge deck slabs, compressive arching-action, TCVN 11823-2017, finite element method (FEM).

@ 2025 University of Transport and Communications



KHẢO SÁT THỰC NGHIỆM SỰ LÀM VIỆC CỦA BẢN MẶT CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP ĐỒ TẢI CHỖ

Bùi Thanh Tùng^{1*}, Trần Thế Truyền¹, Nguyễn Đức Hiếu²

¹Trường Đại học Giao thông vận tải, Số 3 Cầu Giấy, Hà Nội, Việt Nam

²Phân hiệu tại TP. Hồ Chí Minh, Trường Đại học Giao thông vận tải, Số 450-451 Lê Văn Việt, Thành phố Thủ Đức, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam

THÔNG TIN BÀI BÁO

CHUYÊN MỤC: Công trình khoa học

Ngày nhận bài: 02/03/2025

Ngày nhận bài sửa: 10/04/2025

Ngày chấp nhận đăng: 12/04/2025

Ngày xuất bản Online: 15/04/2025

<https://doi.org/10.47869/tcsj.76.3.9>

* Tác giả liên hệ

Email: bttung@utc.edu.vn

Tóm tắt. Trong sự làm việc của bản mặt cầu bê tông, bên cạnh ứng xử kháng lại các tải trọng tác động từ mặt cắt, một cơ chế khác đóng góp vào khả năng chịu lực của bản đã được nhiều nghiên cứu chỉ ra. Cơ chế đó được biết đến là hoạt động vòm nén phát sinh trong bản dưới tác động của tải trọng. Với sự đóng góp của cơ chế này mà khả năng chịu lực của bản mặt cầu đã được gia tăng. Do đó khả năng chịu lực thực tế của bản mặt cầu lớn hơn đáng kể so với khả năng chịu lực được dự tính theo phương pháp thiết kế truyền thống được cho phép trong tiêu chuẩn thiết kế cầu TCVN 11823-2017. Như vậy, một khi xem xét sự đóng góp của hoạt động vòm vào khả năng chịu lực của bản mặt cầu, lượng cốt thép cần thiết phải bố trí cho bản mặt cầu có thể được giảm đi mà vẫn đảm bảo khả năng chịu lực của bản mặt cầu. Trên cơ sở của vấn đề, nghiên cứu thực nghiệm sự làm việc của bản mặt cầu bê tông cốt thép đồ tải chỗ dưới tác động của tải trọng bánh xe đã được thực hiện và được trình bày trong bài báo này. Các kết quả thực nghiệm sẽ được phân tích và so sánh với các kết quả dự tính khả năng chịu lực của bản mặt cầu theo các mô hình tính khác nhau để thấy được sự đóng góp của hiệu ứng vòm vào khả năng chịu lực của bản mặt cầu. Từ đó các kiến nghị liên quan trong công tác thiết kế bản mặt cầu bê tông sẽ được đề xuất.

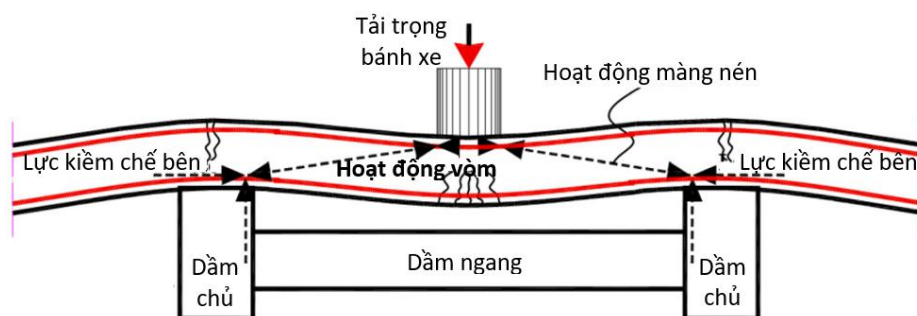
Từ khóa: phương pháp truyền thống, bản mặt cầu BTCT, hoạt động vòm nén, TCVN 11823-2017, phương pháp phần tử hữu hạn (FEM).

@ 2025 Trường Đại học Giao thông vận tải

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Trong một công trình cầu, tùy thuộc vào cấu tạo của kết cấu lớp phủ mặt cầu, tác động trực tiếp từ của tải trọng bánh xe lên bản mặt cầu có thể được giảm nhẹ đi; nhưng nhìn chung, bản mặt cầu vẫn được coi là bộ phận tiếp nhận trực tiếp tác động từ tải trọng bánh xe trong khai thác [1-12]. Bản mặt cầu có vai trò quan trọng trong việc tạo lên mặt bằng cho đường xe chạy trên cầu. Nó tiếp nhận các tải trọng khai thác và truyền các tải trọng này về các dầm chủ hoặc các sườn dầm chủ trong cầu. Không chỉ giữ vai trò tiếp nhận và phân phối tải trọng đến các dầm chủ, bản mặt cầu còn đóng vai trò là bộ phận che chắn và bảo vệ các dầm chủ phía dưới khỏi các tác động tiêu cực từ môi trường. Điều này làm cho bản mặt cầu sẽ chịu ảnh hưởng trực tiếp các tác động môi trường như sự xâm thực của nước trên mặt cầu, sự ăn mòn từ các chất hóa học có trong nước từ mặt cầu. Vì vậy, cấu tạo của bản mặt cầu không chỉ cần đảm bảo khả năng chịu lực, mà còn phải đảm bảo hạn chế các ảnh hưởng tiêu cực bởi sự tấn công từ các tác động môi trường lên nó; đại diện cho điều này chính là sự kiểm soát được các bề rộng vết nứt xuất hiện trên bề mặt của bản mặt cầu. Từ các yêu cầu này, một vấn đề phát sinh đó là, những lo ngại quá mức về khả năng xuống cấp của bản mặt cầu do các tác động của tải trọng và môi trường khi độ mở rộng vết nứt không được kiểm soát đã dẫn đến những bố trí dư thừa cốt thép trong bản mặt cầu. Điều này dẫn đến sự lãng phí do sự sử dụng dư thừa vật liệu cho bản mặt cầu tạo ra.

Hiện nay, để tính toán thiết kế cho bản mặt cầu bê tông cốt thép (BTCT) ở Việt Nam, có các phương pháp tính toán khác nhau được quy định trong tiêu chuẩn hiện hành TCVN 11823-2017 [1]. Hai phương pháp thiết kế thường hay được áp dụng là phương pháp thiết kế truyền thống và phương pháp phân tích chính xác. Ở phương pháp truyền thống, để đơn giản hóa cho quá trình tính toán thiết kế, kết cấu bản mặt cầu thường chỉ được xem xét đến biến dạng uốn của nó. Trên cơ sở đó, khối bản mặt cầu sẽ được tách ra thành các phân đoạn có bề rộng là các dải bản tương đương theo phương dọc cầu để tính toán. Thực tế các nghiên cứu [2,3] đã chỉ ra, trong sự làm việc của bản mặt cầu BTCT không chỉ có các ứng xử uốn hoặc cắt, mà còn có sự đóng góp của một hoạt động vòm nén dưới sự tác động của tải trọng. Để dễ hình dung, hình dạng của hoạt động này là được mô tả trong Hình 1. Như được thấy trong Hình 1, ngoài sự làm việc chịu uốn, dưới tác động của tải trọng bánh xe, sự truyền lực trong bản mặt cầu từ bánh xe đến các sườn dầm chủ đã hình thành lên một thanh nén (hoặc màng nén). Sự làm việc kết hợp của thanh nén và thanh kéo chính là các cốt thép bố trí đáy bản hình thành lên một vòm chịu lực trong bản. Bởi sự xuất hiện của hoạt động của vòm chịu lực mà khả năng chịu lực của bản mặt cầu được gia tăng. Chính bởi khả năng chịu lực gia tăng này, mà lượng cốt thép trong bản mặt cầu có thể được thiết kế giảm đi mà vẫn đảm bảo khả năng chịu lực của bản mặt cầu trong khai thác.

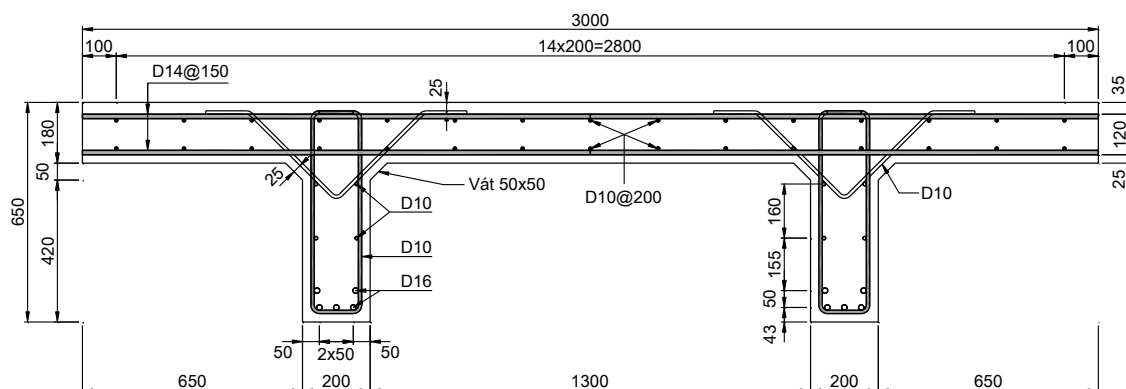


Hình 1. Cơ chế của hoạt động vòm trong bản mặt cầu BTCT [4].

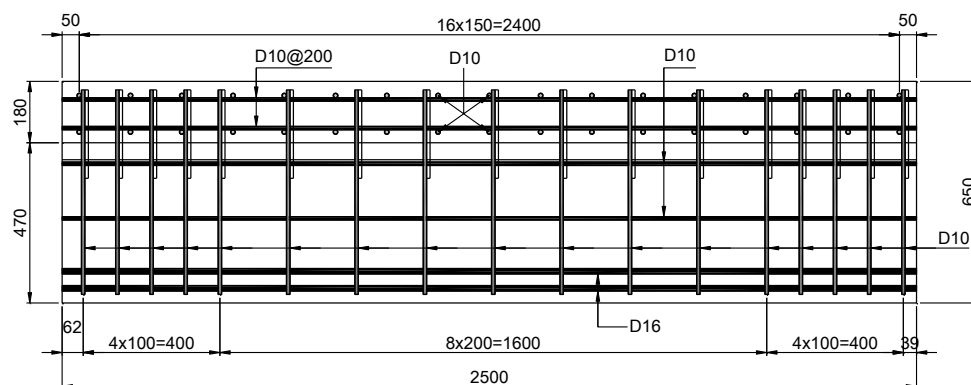
Trên cơ sở vấn đề như được trình bày, nghiên cứu này được thực hiện để khảo sát sự làm việc thực tế của bản mặt cầu BTCT đổ tại chỗ dưới tác động của tải trọng bánh xe tải. Các tính toán khả năng chịu lực của bản mặt cầu theo phương pháp truyền thống sẽ được thực hiện và so sánh với kết quả nghiên cứu thực nghiệm. Bên cạnh đó, phương pháp tính toán chính xác cũng được thực hiện bằng mô hình phương pháp phần tử hữu hạn (finite element method-FEM) để so sánh khả năng dự tính của các phương pháp cho khả năng chịu lực của bản mặt cầu BTCT. Các kết quả nghiên cứu được trình bày trong bài báo có thể được tham khảo cho khả năng chịu tải trọng thực tế của bản mặt cầu trong khai thác, từ đó người thiết kế có những thiết kế hợp lý hơn cho bố trí cốt thép trong các bản mặt cầu BTCT.

2. CHƯƠNG TRÌNH THỰC NGHIỆM UỐN BẢN MẶT CẦU BTCT

Để khảo sát sự làm việc của bản mặt cầu BTCT đổ tại chỗ, một mẫu bản mặt cầu đã được thiết kế cho thí nghiệm. Chiều dày bản mặt cầu được lựa chọn là 180mm, thỏa mãn qua định dày tối thiểu 175mm cho bản mặt cầu BTCT theo tiêu chuẩn thiết kế cầu TCVN 11823-2017 [1]. Tham khảo các thiết kế bản mặt cầu BTCT ở Việt Nam, lưới cốt thép bố trí cho bản mặt cầu thí nghiệm có đường kính D14mm được bố trí với một chiều dày bê tông bảo vệ của cốt thép ngoài cùng là 35mm cho cốt thép đỉnh bản và 25mm cho cốt thép đáy bản. Bản mặt cầu được đỡ bởi hai sườn dầm chủ với cự ly giữa các sườn dầm 1,5m. Cự ly giữa các sườn dầm chủ này thường được gặp thấy trong các cầu dầm BTCT thường nhịp giản đơn với chiều dài nhịp nhỏ ở Việt Nam. Kích thước chi tiết, cự ly cốt thép được bố trí cho bản mặt cầu thí nghiệm được thể hiện trong Hình 2.



a) Bố trí cốt thép trong mặt cắt ngang của bản bê tông và các sườn dầm.



b) Bố trí cốt thép theo phương dọc bản bê tông và các sườn dầm.

Hình 2. Kích thước chi tiết và bố trí cốt thép cho mẫu bản mặt cầu thí nghiệm.

2.1. Vật liệu chế tạo cho mẫu thí nghiệm

Nghiên cứu này được thực hiện cùng với nghiên cứu xác định các thông số cơ học rạn nứt của bê tông thường, được thực hiện bởi Nguyễn Đức Hiếu [5]. Do đó, cấp cường độ bê tông sử dụng cho bản mặt cầu thí nghiệm cao hơn cấp cường độ bê tông hay được sử dụng để thiết kế cho bản mặt cầu BTCT ở Việt Nam hiện nay. Thành phần vật liệu để chế tạo bê tông cho mẫu bản mặt cầu thí nghiệm được trình bày trong Bảng 1. Để xác định cường độ bê tông, các mẫu hình trụ tiêu chuẩn có kích thước $D \times H = 150\text{mm} \times 300\text{mm}$ đã được chế tạo từ bê tông trong cùng mẻ trộn để đúc mẫu bản mặt cầu thí nghiệm. Trên cơ sở thí nghiệm nén các mẫu hình trụ, cường độ nén trung bình của bê tông đạt được là 58,14MPa. Chi tiết về cường độ nén cho các mẫu bê tông hình trụ được trình bày trong Bảng 2.

Bảng 1. Thành phần vật liệu để chế tạo 1 m³ bê tông.

Loại vật liệu	Khối lượng	Đơn vị
Xi măng PC40	400	kg
Nước trộn bê tông	185	lít
Đá dăm ($D_{max} = 10 \text{ mm}$)	1087	kg
Cát vàng	773	kg
Phụ gia Sika (giảm nước, cường độ sớm)	3,12	lít
Tỉ lệ N/X	0,47	

Bảng 2. Cường độ nén của bê tông được xác định trên các mẫu hình trụ.

Kí hiệu mẫu	Lực nén vỡ (kN)	Diện tích mặt cắt ngang mẫu (mm ²)	Cường độ nén mẫu (MPa)	Cường độ nén trung bình (MPa)
1	1031,41	17671,46	58,37	58,14
2	1074,61	17671,46	60,81	
3	976,10	17671,46	55,24	

Dựa trên kết quả cường độ nén trung bình của bê tông từ thí nghiệm nén, tiêu chuẩn EN 1992-1-1:2004 [6] và CEB-FIP 90 [7] được tham khảo để xác định cấp cường độ của bê tông. Các thông số về cường độ kéo trung bình của bê tông, năng lượng phá hoại G_f cũng được tham khảo từ các tiêu chuẩn này tương ứng với cấp cường độ bê tông có được. Mô đun đàn hồi trung bình của bê tông được tính trên cường độ nén trung bình của bê tông theo công thức chỉ dẫn trong tiêu chuẩn thiết kế cầu TCVN 11823-2017 [1]. Trong nghiên cứu này, cốt thép thường cho mẫu bản mặt cầu thí nghiệm sử dụng thép Hòa Phát. Các thí nghiệm xác định tính chất của cốt thép không được thực hiện, do đó các thông số tính chất của thép sẽ được tham khảo theo giá trị lý thuyết được quy định trong tiêu chuẩn TCVN 1651-2008 [8]. Đường kính cụ thể của các loại cốt thép bố trí trong bản mặt cầu được thể hiện trong Hình 2. Các thông số cho tính chất của vật liệu thép được trình bày trong Bảng 3 và của vật liệu bê tông được trình bày trong Bảng 4.

Bảng 3. Các thông số tính chất của cốt thép.

STT	Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
1	Mô đun đàn hồi	E_s	200	GPa
2	Cường độ chảy	f_{sy}	400	MPa
3	Cường độ kéo đứt	f_{su}	570	MPa
4	Ứng biến kéo đứt	ε_{su}	0,08	

Bảng 4. Các thông số tính chất của bê tông.

STT	Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
1	Cường độ thiết kế	f'_c	50	MPa
2	Cường độ nén trung bình	f_{cm}	58,14	MPa
3	Mô đun đàn hồi trung bình	E_{cm}	36552	MPa
4	Cường độ kéo trung bình	f_{ctm}	4,1	MPa
5	Năng lượng phá hủy	G_f	90	N/m

2.2. Thí nghiệm nén bản mặt cầu

Mẫu bản mặt cầu được đúc xong sẽ được lưu giữ trong điều kiện phòng thí nghiệm, và không sử dụng thêm bất kì phương pháp bảo dưỡng nào khác. Hình ảnh chuẩn bị khung cốt thép cho bản mặt cầu, đổ bê tông chế tạo bản mặt cầu được trình bày trong Hình 3.



a) Khung cốt thép cho bản mặt cầu



b) Bản mặt cầu ngay khi hoàn thiện đổ bê tông

Hình 3. Chế tạo mẫu bản mặt cầu cho thí nghiệm.

Bê tông bản mặt cầu đông cứng sau ít nhất 28 ngày sẽ được tiến hành thí nghiệm. Để mô phỏng tải trọng của vệt bánh xe lên bản mặt cầu BTCT, một tấm thép có chiều dày 70mm có kích thước chiều dài và chiều rộng là 510mm và 250mm được đặt lên chính giữa mặt bản để tiếp nhận tải trọng từ kích thủy lực truyền lên bản mặt cầu. Các kích thước chiều dài và chiều rộng của tấm thép chính bằng kích thước của vệt bánh xe cho thiết kế bản mặt cầu bê tông được quy định trong TCVN 11823-2017. Kích thủy lực và khung thép cố định được sử dụng làm thiết bị tạo lực nén lên bản mặt cầu thông qua tấm thép mô phỏng vệt bánh xe. Hình ảnh bố trí thí nghiệm nén bản được thể hiện trong Hình 4. Trong thí nghiệm nén bản, các đầu sườn

dầm được đỡ bằng các con lăn thép cách đầu sườn dầm một khoảng 100mm. Tải trọng nén tác động lên bản mặt cầu được gia tăng dần từ 0 tấn, ở mỗi cấp tải gia tăng của 5 tấn, tải trọng sẽ được giữ ổn định để khảo sát vết nứt trên bản mặt cầu. Tải trọng truyền lên bản trong quá trình thí nghiệm sẽ được đo bằng một load cell với khả năng đo đến 100 tấn được đặt ở đầu kích thủy lực. Load cell được kết nối với máy tính và phần mềm trong máy tính sẽ ghi lại tác tải trọng đặt tải lên bản mặt cầu. Động vòng của điểm đáy bản trên trục trọng tâm đi qua tâm thép và kích cũng được ghi lại cùng với tải trọng nén bản. Độ võng này được đo bằng LVDT (linear variable displacement transducer).



Hình 4. Bố trí thí nghiệm nén mẫu bản mặt cầu.

3. CÁC KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM VÀ SỰ SO SÁNH VỚI KẾT QUẢ MÔ HÌNH SỐ VÀ SỨC KHÁNG UỐN DỰ TÍNH THEO TCVN 11823-2017

Như được đề cập trong phần mở đầu, hai phương pháp thường được sử dụng cho thiết kế bản mặt cầu BTCT ở Việt Nam hiện nay theo TCVN 11823-2017 là phương pháp truyền thống và phương pháp tính toán chi tiết bằng phương pháp phần tử hữu hạn (FEM). Trước khi trình bày các kết quả thí nghiệm uốn bản mặt cầu, khả năng chịu lực của bản mặt cầu cũng được dự tính theo tiêu chuẩn thiết kế cầu hiện hành và sẽ được so sánh với kết quả thực nghiệm.

3.1. Dự tính khả năng chịu lực của bản mặt cầu BTCT theo phương pháp truyền thống

Theo phương pháp truyền thống, khả năng chịu lực của bản mặt cầu được tính trên cơ sở phân tích mặt cắt ngang của bản có bề rộng bằng bề rộng của dải bản tương đương tính toán. Chiều rộng của dải bản tương đương tính toán được quy định trong Phần 4 của tiêu chuẩn TCVN 11823-2017. Theo đó, các bề rộng dải bản tương đương cho phần bản mặt cầu chịu mô men âm và mô men dương là khác nhau. Trong nghiên cứu này, thí nghiệm nén bản mặt cầu là cho phần bản nằm giữa hai sườn dầm, bề rộng dải tương đương được tính theo quy định Điều 6.2.1 trong Phần 4 của tiêu chuẩn TCVN 11823-2017 như sau:

Đối với phần dải bản chịu mô men dương:

$$B_{dải\ bản}^{+} = 660 + 0,55S \quad (1)$$

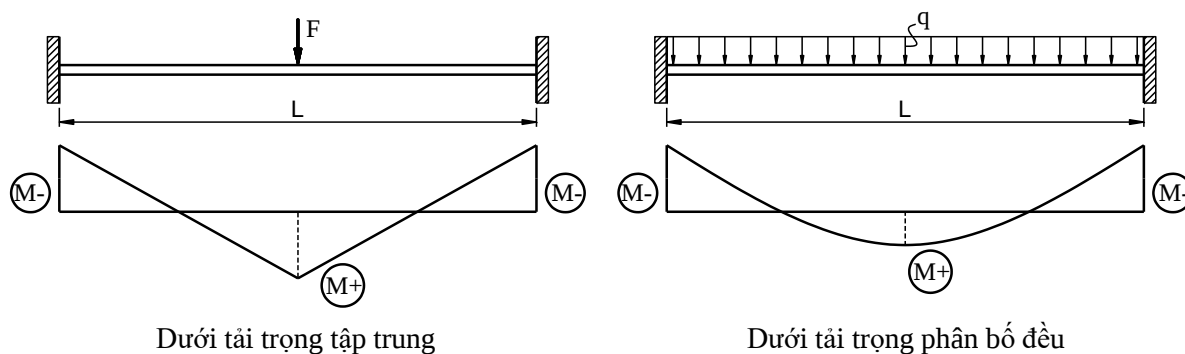
Đối với phần dải bản chịu mô men âm:

$$B_{dải\ bản}^{-} = 1220 + 0,25S \quad (2)$$

Trong công thức (1) và (2), $S=1,5m$ là khoảng cách giữa các cầu kiện đỡ tính theo mm. Như vậy theo kích thước của bản mặt cầu được thí nghiệm, khoảng cách giữa các cầu kiện đỡ chính là khoảng cách giữa hai sườn dầm chủ tính từ tim đến tim. Áp dụng công thức (1) và (2) bề rộng dải tương đương tính cho bản mặt cầu thí nghiệm lần lượt là 1485mm cho phần bản mặt cầu chịu mô men dương và 1595mm cho phần bản mặt cầu chịu mô men âm. Trên cơ sở các thông số của bê tông và cốt thép của bản, kích thước của dải bản được tính toán và cốt thép được bố trí trong bản như được trình bày trong Hình 2, áp dụng phương pháp phân tích mặt cắt cho mặt cắt chữ nhật, các sức kháng uốn cho các phần mặt cắt bản được tính toán và trình bày trong Bảng 5. Chú ý rằng, trong khảo sát thực nghiệm, các tính chất của vật liệu là rõ ràng nên việc tính toán dự tính sức kháng uốn được thực hiện trên các giá trị thông số trung bình của tính chất vật liệu.

Bảng 5. Bề rộng dải bản tương đương và sức kháng uốn dự tính của bản mặt cầu.

Phần bản	Bề rộng (mm)	Chiều dày (mm)	Số thanh thép trong mặt cắt bản mặt cầu (thanh)		Sức kháng uốn (kN.m)
			Đáy bản	Đỉnh bản	
Chịu mô men dương	1485	180	10	10	105,80
Chịu mô men âm	1595	180	10	10	92,31



Hình 5. Sơ đồ kết cấu đơn giản để tính toán bản mặt cầu.

Trong phương pháp truyền thống, sơ đồ phân tích kết cấu đơn giản dạng bản ngàm 2 cạnh có thể được áp dụng để tính toán cho phần bản mặt cầu được đỡ bởi hai dầm chủ cạnh nhau. Sơ đồ kết cấu đơn giản được thể hiện trong Hình 5. Mô men lớn nhất giữa bản và vị trí ngàm gây ra do lực F giữa bản mặt cầu được tính theo công thức (3) và do tải trọng phân bố q được tính theo công thức (4) và (5). Với sức kháng uốn đã biết như được trình bày trong Bảng 5, trọng lượng rải đều q tính trên cơ sở kích thước mặt cắt của bản và trọng lượng riêng của bê tông bản $\gamma_c = 24,5kN/m^3$, tải trọng tập trung lớn nhất có thể tác dụng lên bản được tính ngược

từ công thức (3), (4) và (5) được quyết định theo điều kiện phá hoại do mô men âm gây ra là 485,29kN.m. Chi tiết tính toán được thể hiện trong Bảng 6.

Mô men tại vị trí giữa bản và cạnh ngàm của bản theo sơ đồ tính kết cấu đơn giản khi lực F được đặt giữa chiều dài L của bản:

$$|M^-| = |M^+| = \frac{F \cdot L}{8} \quad (3)$$

Mô men tại vị trí giữa bản và cạnh ngàm của bản theo sơ đồ tính kết cấu đơn giản dưới tải trọng rải đều q đặt trên suốt chiều dài bản:

$$|M^-| = \frac{q \cdot L^2}{12} \quad (4)$$

$$|M^+| = \frac{q \cdot L^2}{24} \quad (5)$$

Bảng 6. Tính toán lực tập trung lớn nhất có thể tác dụng lên bản theo phương pháp truyền thống.

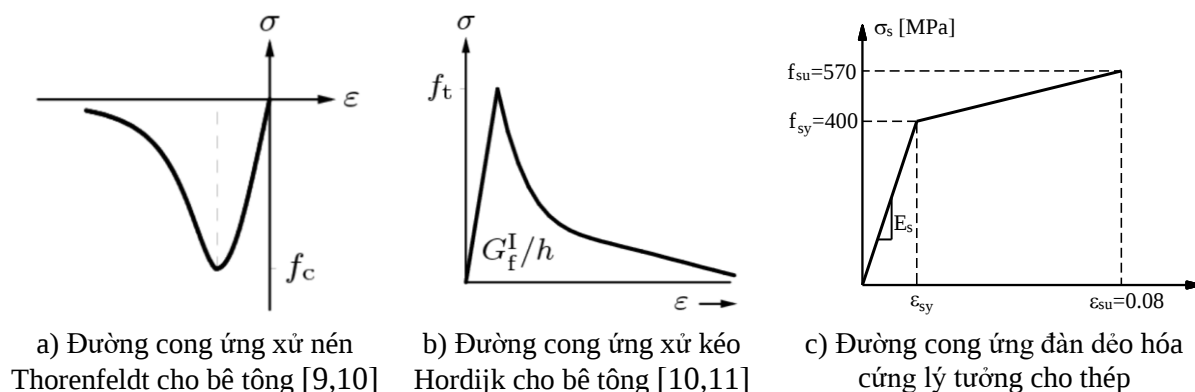
Phần bản	Bề rộng (mm)	Chiều dày (mm)	Sức kháng uốn (kN.m)	Tải trọng bản thân bản (kN/m)	Mô men do tải trọng bản thân bản(kN.m)	Lực tập trung F (kN)
Chịu mô men dương	1485	180	105,80	6,55	0,614	560,99
Chịu mô men âm	1595	180	92,31	7,03	1,319	485,29

3.2. Mô hình số tính toán bản mặt cầu theo phương pháp chính xác

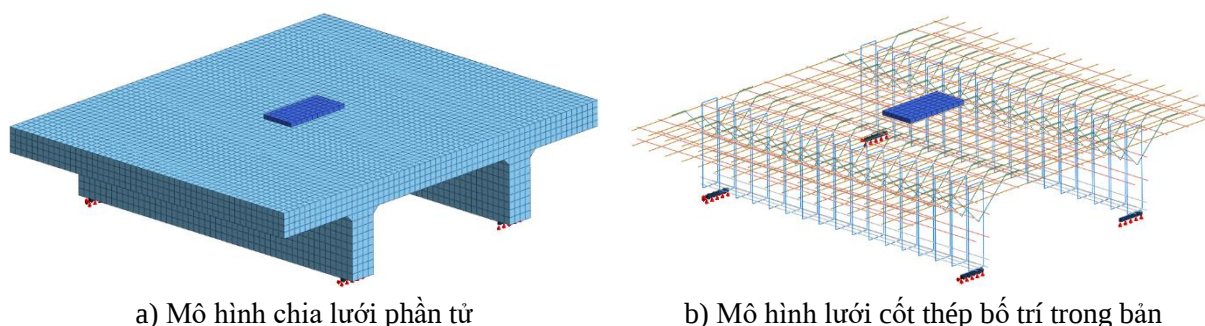
Một phương pháp khác thường được áp dụng cho tính toán bản mặt cầu BTCT là phương pháp chính xác. Ở phương pháp này, bản mặt cầu thường được phân tích, tính toán bằng mô hình FEM trong các phần mềm chuyên dụng. Trong nghiên cứu này, phần mềm Midas FEA NX được sử dụng để xây dựng mô hình số cho bản mặt cầu thí nghiệm. Có nhiều cách mô hình tính khác nhau cho mô hình FEM như sử dụng mô hình vật liệu đàn hồi, hoặc sử dụng mô hình vật liệu phi tuyến, hoặc mô hình kết cấu bằng FEM có xét đến các tiêu chuẩn phá hoại. Trong nghiên cứu này, mô hình số của bản mặt cầu thí nghiệm được xây dựng với vật liệu ứng xử làm việc phi tuyến theo mô hình vết nứt phân tán (smeared crack model).

Đối với vật liệu bê tông, ứng xử nén được mô hình theo đường cong Thorenfeldt [9,10] và ứng xử kéo được mô hình theo đường cong Hordijk [10,11]. Ứng xử của cốt thép được mô hình theo đường cong ứng xử đàn dẻo hóa cứng lý tưởng. Hình dạng các đường cong ứng xử của vật liệu được thể hiện trong Hình 6. Trong phần mềm Midas FEA NX, các mô hình đường cong này là có sẵn trong chương trình tính. Việc tính theo đường cong ứng xử nào chỉ cần thực hiện bằng cách lựa chọn đường cong tương ứng và nhập các thông số tương ứng của vật liệu. Các thông số của vật liệu để mô hình số cho bản mặt cầu thí nghiệm đã được cung cấp trong Bảng 3 và Bảng 4 ở trên. Kích thước chia lưới phần tử được chọn cho mô hình bản

bê tông là 5cm. Theo đó hình dạng chia lưới phần tử và lưới cốt thép cho mô hình số của bản mặt cầu trong phần mềm được thể hiện trong Hình 7.



Hình 6. Hình dạng các đường cong ứng xử nén và kéo của bê tông và cốt thép.



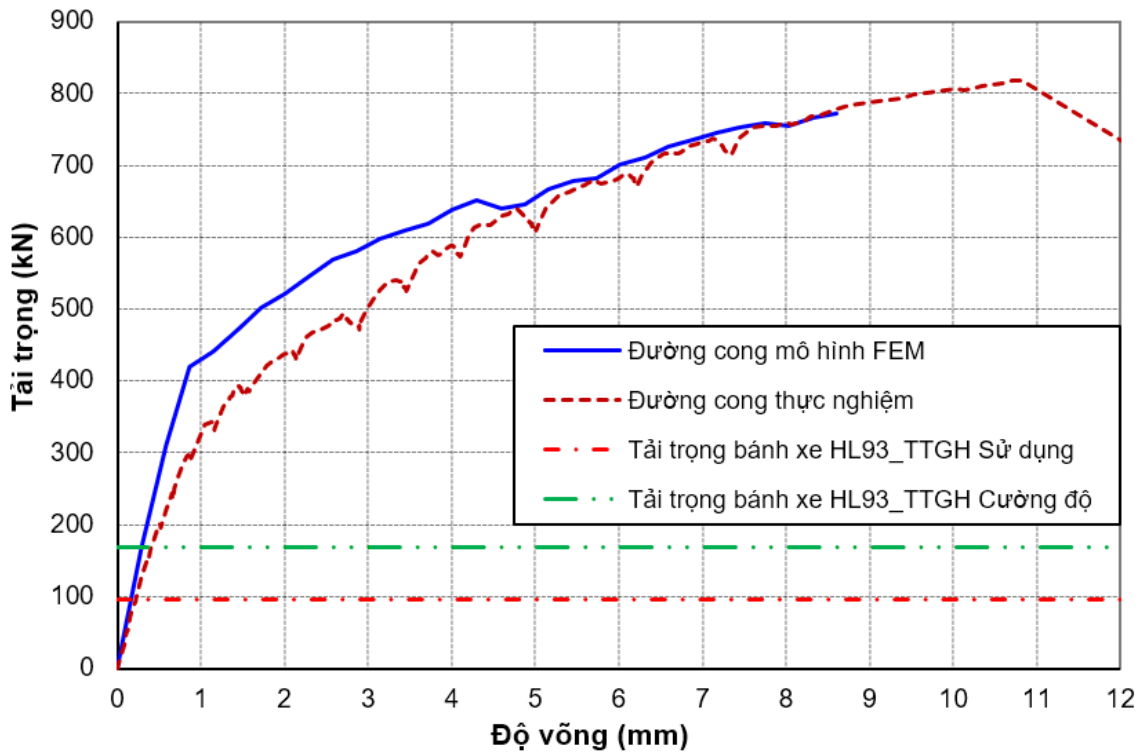
Hình 7. Mô hình FEM của bản mặt cầu và sườn dầm đỡ trong Midas FEA NX.

3.3. Phân tích kết quả thực nghiệm và so sánh với các kết quả mô hình, dự tính

Hình 8 trình bày biểu đồ đường cong tải trọng và độ võng từ kết quả thí nghiệm nén bản mặt cầu được so sánh với đường cong kết quả mô hình FEM, và các mức khả năng chịu lực dự tính cho bản mặt cầu theo phương pháp truyền thống. Các mức tải trọng của bánh xe tải thiết kế HL93 đã được nhân hệ số xung kích và hệ số tải trọng cũng được đưa vào biểu đồ so sánh. Một điều cần chú ý là giá trị lực lớn nhất trong biểu đồ tải trọng - độ võng từ mô hình FEM được đánh giá quyết định trên các tiêu chuẩn phá hoại của vật liệu. Bản mặt cầu bê tông trong mô hình FEM được đánh giá là phá hoại khi một trong các điều kiện sau xảy ra trong tính toán mô hình: ứng biến nén lớn nhất trên mặt bản bê tông đạt đến $\epsilon_{cu}=0,0035$ theo tiêu chuẩn EN 1992-1-1:2004 [8] cho cấp bê tông C50; ứng suất kéo hoặc nén lớn nhất trong cốt thép của bản bê tông đạt đến $f_{su}=570\text{MPa}$; hoặc giá trị tuyệt đối của ứng biến trong cốt thép đạt đến giá trị $\epsilon_{us}=0,08$.

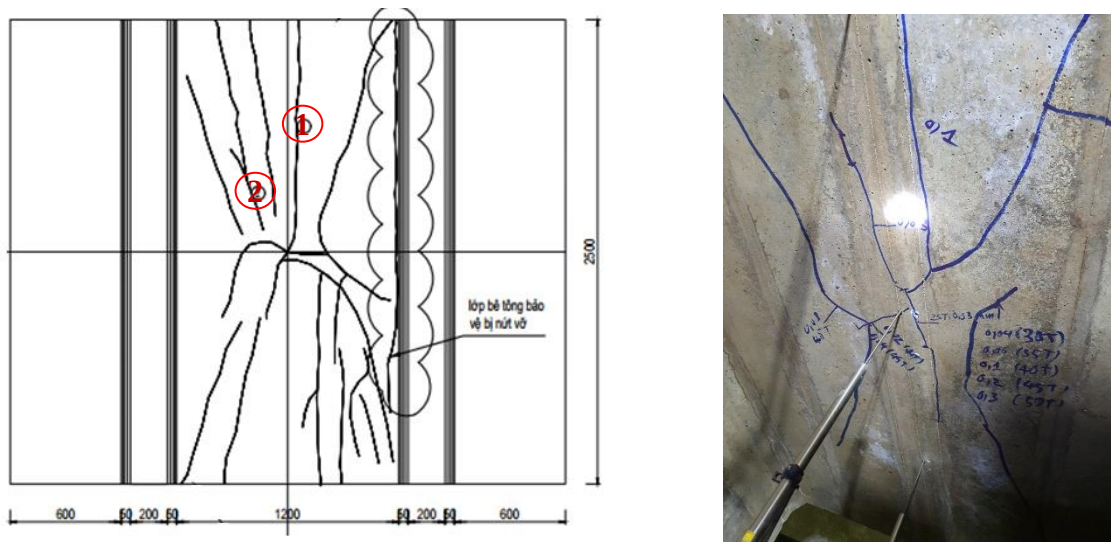
Từ biểu đồ so sánh có thể thấy, khả năng chịu lực thực tế của bản mặt cầu thí nghiệm lớn hơn khả năng chịu lực dự đoán từ mô hình FEM, tuy nhiên sự sai khác là không lớn. Mức tải trọng lớn nhất gây phá hoại bản mặt cầu là $P_{max} = 817,70\text{kN}$ trong khi khả năng chịu lực được dự tính bởi mô hình FEM là $P_{FEM}=772,44\text{kN}$. Ngoài ra, đường cong tải trọng độ võng từ mô hình FEM là tương đồng với đường cong thực nghiệm. Điều này cho thấy rằng phương pháp

chính xác sử dụng mô hình FEM để tính toán cho kết quả tin cậy trong tính toán thiết kế bản mặt cầu.

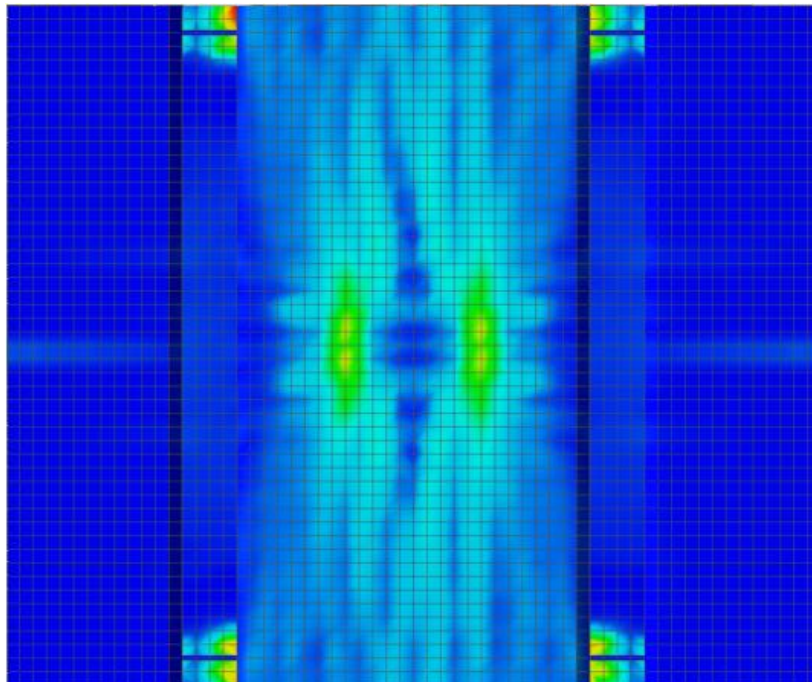


Hình 8. So sánh các đường cong tải trọng - độ võng kết quả từ mô hình và thực nghiệm.

Khi so sánh kết quả thực nghiệm với kết quả dự tính theo phương pháp truyền thống, khả năng chịu lực thực tế của bản mặt cầu lớn hơn rất nhiều so với kết quả dự tính. Sai khác giữa kết quả dự tính và thực nghiệm là 40,7% (khả năng chịu lực dự tính là $P_{dt} = 485,29\text{kN}$ so với khả năng chịu lực thực tế $P_{max} = 817,70\text{kN}$). Kết quả này khá phù hợp với các kết quả được chỉ ra trong các nghiên cứu liên quan về bản mặt cầu BTCT [3,12]. Khả năng chịu lực dự tính theo phương pháp truyền thống nhỏ hơn nhiều so với giá trị thực tế bởi vì phương pháp tính toán này chỉ đơn thuần xem xét biến dạng uốn của bản mà không xét đến sự đóng góp của hoạt động vòm trong nó như được đề cập ở nhiều nghiên cứu. Chính vì vậy hàm lượng cốt thép trong bản mặt cầu được thiết kế theo phương pháp truyền thống cao hơn hàm lượng được thiết kế theo phương pháp kinh nghiệm trung bình từ 39% đến 135% [3,12]. Qua đây cũng có thể thấy hoạt động vòm trong bản thân bản mặt cầu dưới tác động của tải trọng đã đóng góp đáng kể vào khả năng chịu lực của bản mặt cầu BTCT. So sánh khả năng chịu lực thực tế với tải trọng bánh xe, có thể thấy rằng khả năng chịu lực thực tế của bản mặt cầu lớn hơn rất nhiều so với tải trọng bánh xe đã tính hệ số xung kích là $P_{wheel} = 96,3\text{kN}$ (tải trọng bánh xe HL93-TTGH sử dụng). Ngoài ra khi xét đến hệ số tải trọng $\gamma_{LL} = 1,75$ trong thiết kế, tải trọng bánh xe được tính toán với các hệ số thiết kế là $P_{wheel\,design} = 168,74\text{kN}$ (tải trọng bánh xe HL93-TTGH cường độ), vẫn nhỏ hơn khả năng chịu lực thực tế và dự tính của bản mặt cầu. Điều này đảm bảo cho bản mặt cầu làm việc an toàn đối với tải trọng khai thác.



a) Sơ đồ vết nứt đáy bản



b) Phân bố ứng biến kéo chính đáy bản trong mô hình FEM

Hình 9. Sơ đồ phân bố vết nứt đáy bản từ thí nghiệm và phân bố ứng biến kéo chính đáy bản trong mô hình số.

Quan sát sự phân bố của các vết nứt tại mặt đáy bản ở mức tải trọng lớn nhất tương ứng (được trình bày trong Hình 9) có thể thấy rằng, các vết nứt này phát triển xuất phát từ vị trí bản dưới khu vực đặt tải và lan truyền ra mép bản theo các hướng chéo và hướng dọc cùng hướng của các sườn dầm chủ. Điều này là do các phản lực bên tạo ra bởi sự kiểm chế của các sườn dầm và hoạt động thanh nén của hiệu ứng vòm đã ngăn chặn sự phát triển của vết nứt theo hướng từ vị trí đặt lực đến các sườn dầm chủ. Một cách tương tự, các vết nứt phát triển theo phương dọc có thể sẽ được ngăn chặn sự phát triển nếu như có một bộ phận nào đó như

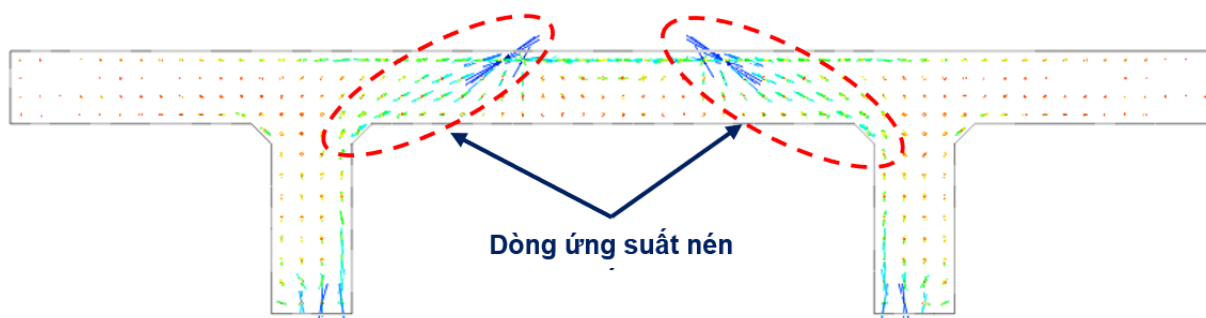
dầm ngang liên kết với bản mặt cầu đặt ở các đầu sườn dầm chủ để tạo ra các phản lực bên kiềm chế. Điều này cho thấy vai trò của hệ dầm ngang trong kết cấu nhịp dầm BTCT giản đơn. Các dầm ngang không chỉ đóng vai trò liên kết các dầm dọc chủ mà còn tăng cường khả năng làm việc của bản mặt cầu BTCT theo phương dọc cầu.

So sánh sự phân bố của ứng biến kéo chính đáy bản được tính toán từ mô hình FEM với sự phân bố vết nứt đáy bản trong thí nghiệm (Hình 9) có thể thấy hướng lan truyền của ứng biến kéo chính đáy bản khá giống hướng phát triển của các vết nứt thực tế. Điều này cho thấy mô hình FEM có thể mô phỏng khá chính xác sự làm việc của bản mặt cầu BTCT.

Bảng 7 cung cấp thông tin về độ mở rộng của các vết nứt số 1 và 2 (có vị trí được trình bày trong Hình 9), trong quá trình đặt tải thí nghiệm. Ở mức tải trọng 25 tấn tương ứng với 245,25kN độ mở rộng vết nứt số 1 là 0,03mm và mức tải trọng 40 tấn tương ứng với 392,4kN độ mở rộng vết nứt số 2 là 0,02mm. Các mức tải trọng này lớn hơn nhiều so với tải trọng bánh xe đã tính đến lực xung kích là $P_{wheel} = 96,3\text{kN}$, đồng thời các độ mở rộng vết nứt nhỏ hơn rất nhiều so với độ mở rộng vết nứt cho phép đối với kết cấu bản mặt cầu là 0,33mm (tham khảo phần giải thích tiêu chuẩn AASHTO LRFD [12]). Điều này đảm bảo cho sự an toàn trong khai thác đồng thời đảm bảo độ bền khai thác của bản mặt cầu khi độ mở rộng của các vết nứt được kiểm soát.

Bảng 7. Độ mở rộng vết nứt được quan sát và đo đạc trong thí nghiệm.

STT	Mức tải trọng (Tấn)	Độ mở rộng (mm)	
		Vết nứt số 1	Vết nứt số 2
1	25	0,03	-
2	30	0,04	-
3	35	0,06	-
4	40	0,10	0,02
5	45	0,20	0,04
6	50	0,30	0,04
7	55	0,35	0,08
8	60	0,40	0,20
9	65	0,50	0,25



Hình 10. Sự phân bố ứng suất nén chính trong bản mặt cầu.

Hình 10 thể hiện các vec-tơ ứng suất nén chính trong mặt cắt ngang bản và các sườn dầm.

Có thể thấy rằng các vec-tơ ứng suất nén này có phương từ khu vực đặt lực nén (mô phỏng cho vật bánh xe) lên bản mặt cầu kết nối đến các sườn dầm chủ. Đây chính là các ứng suất trong các thanh nén ảo trong bản hình thành lên hiệu ứng vòm nén. Và hiệu ứng này đóng góp đến sức chịu tải của của bản mặt cầu. Mô hình FEM đã thu được hiệu ứng này và tính toán nó vào khả năng chịu lực của hệ bản mặt cầu và sườn dầm thông qua các trạng thái ứng suất và dòng lực. Từ đó mô hình FEM có thể dự đoán chính xác được khả năng chịu lực của bản mặt cầu.

4. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Bài báo đã trình bày nghiên cứu thực nghiệm khả năng chịu lực của bản mặt cầu BTCT, kết quả cho thấy khả năng chịu lực thực tế lớn hơn nhiều khả năng chịu lực dự tính theo phương pháp truyền thống thường được sử dụng trong thiết kế bản mặt cầu BTCT theo TCVN 11823-2017 [1]. Điều này được cho là do có sự đóng góp của hiệu ứng vòm xuất hiện trong bản mặt cầu trong thực tế làm việc. Hiệu ứng vòm có thể được quan sát thông qua các dòng lực nén xuất hiện trong bản mặt cầu kết quả từ mô hình FEM.

Mô hình FEM cho kết quả dự tính khả năng chịu lực của bản mặt cầu sát với thực tế nhưng phương pháp này đòi hỏi chi phí thời gian cho công tác thiết kế bản mặt cầu. Tuy nhiên các đơn vị tư vấn thiết kế có thể sử dụng mô hình FEM để xây dựng các bộ thiết kế kết cấu định hình cho bản mặt cầu BTCT. Điều này đem lại sự tiết kiệm thời gian cho thiết kế đồng thời có thể đảm bảo sự tối ưu trong thiết kế cốt thép cho các bản mặt cầu bê tông. Từ đó giảm các chi phí đầu tư cho các công trình cầu.

Bên cạnh việc sử dụng mô hình FEM để tính toán bản mặt cầu, các mô hình có xem xét đến sự đóng góp của hiệu ứng vòm đến khả năng chịu lực của bản mặt cầu BTCT mà có thể rút ngắn thời gian tính toán thiết kế cũng nên được xem xét để có thể mang lại hiệu quả trong công tác thiết kế cũng như hiệu quả đầu tư công trình do giảm được khối lượng vật liệu cốt thép được sử dụng cho kết cấu bản mặt cầu.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Bộ Khoa học và Công nghệ, TCVN 11823-2017 Thiết kế cầu đường bộ, in TCVN 11823 - 2017, Tiêu chuẩn Quốc gia Việt Nam, 2017.
- [2]. G. I. B. Rankin, Punching failure and compressive membrane action in reinforced concrete slabs - Ph.D. thesis, Dept. of Civil Engineering - Queen's Univ. of Belfast, 1982.
- [3]. Aldel ElSafty, Ayman M. Okeil, Krickstein Torres, Kamal Tawfiq, Sam Fallaha, Investigation of Empirical Deck Design in Bridge Widening, Journal of Bridge Engineering, 25 (2020) 040220079. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001617](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001617)
- [4]. Fareed Elgabbas, Ehab A. Ahmed, Brahim Benmokrane, Experimental Testing of Concrete Bridge-Deck Slabs Reinforced with Basalt-FRP Reinforcing Bars under Concentrated Loads, Journal of Bridge Engineering, 21 (2016) 04016029. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000892](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000892)
- [5]. Nguyễn Đức Hiếu, Nghiên cứu ứng xử cơ học kết cấu mặt cầu bê tông cốt thép dạng bản trên dầm chịu tác dụng tĩnh của tải trọng xe - Luận văn tiến sĩ, Khoa Công trình - Trường đại học Giao thông vận tải, 2022.
- [6]. European Committee for Standardization, Eurocode 2 : Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, EN 1992-1-1 : 2004, European Standard, 2004.
- [7]. Comité Euro-International du Béton (CEB) and the Fédération International de la Précontrainte (FIP), CEB-FIP Model Code 1990, Design Code, Thomas Telford Ltd.- London, 1993.

- [8]. Bộ Khoa học và Công nghệ, TCVN 1651 :2008 Thép cốt bê tông, in TCVN 1651 :2008, Tiêu chuẩn quốc gia Việt Nam, 2008.
- [9]. E. Thorenfeldt, A. Tomaszewicz, J.J. Jensen, Mechanical Properties of High-strength Concrete and Application in Design, Proceedings of the Symposium Utilization of High-Strength Concrete, Tapir, Trondheim, 1987, pp. 149–159.
- [10]. Midas Engineering Software, Manuals and Tutorials, Midas FEA NX, 2021.
- [11]. Dirk Arend Hordijk, Local approach to fatigue of concrete, Thesis Technische Universiteit Delft. - With ref. - With summary in Dutch, ISBN 90-9004519-9, 1991.
- [12]. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Ninth Edition, 2020.