

Ứng xử mất ổn định của dầm thép cong dạng vòm

■ TS. ĐẶNG ĐĂNG TÙNG; TS. NGUYỄN CẢNH TUẤN; ĐINH LONG HƯNG; MAI HOÀNG BẢO

Trường Đại học Bách khoa - Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh

TÓM TẮT: Dầm thép cong dạng vòm có thể được sử dụng rất phù hợp cho công trình cầu ở khu vực đồng bằng sông Cửu Long. Tuy nhiên, việc tính toán và thiết kế cho dầm cong còn nhiều hạn chế do thiếu cơ sở lý thuyết. Nghiên cứu này tập trung giới thiệu về kết cấu dầm cong dạng vòm sử dụng cho công trình cầu. Trước hết, lý thuyết tính toán sức kháng mất ổn định sẽ được giới thiệu dựa trên nền tảng lý thuyết về dầm cong đã được phát triển. Một số phân tích phần tử hữu hạn sẽ được thực hiện nhằm đánh giá độ tin cậy của lý thuyết đã đề xuất. Một mô hình cấu trúc thực tế sẽ được mô phỏng và phân tích bằng phần mềm phần tử hữu hạn cao cấp có xét đến ứng xử phi tuyến vật liệu và biến dạng lớn. Kết quả cho thấy tính phù hợp và độ tin cậy của lý thuyết đã đề xuất. Đồng thời, kết quả nghiên cứu cũng đã chỉ ra được một số thiếu sót về cơ sở lý thuyết của dầm cong cần được phát triển trong các nghiên cứu sâu hơn.

TỪ KHÓA: Dầm cong dạng vòm, dầm cong, mất ổn định do uốn xoắn, cầu thép, đường cong thiết kế mất ổn định.

ABSTRACT: Shallow-arched steel girders can be appropriately used for bridge structures in the Mekong Delta Area. However, the calculation and design for this kind of girder is still limited due to the lack of theoretical basis. This study focused on introducing shallow-arched steel girders used for bridge structures. First of all, the theory of the flexural-torsional buckling resistance will be introduced based on the theory of curved beams developed in previous research. A number of finite-element analyses will be conducted to assess the reliability of the proposed theory. An actual steel bridge model will be simulated and analyzed by advanced finite-element software with consideration of nonlinear materials and large deformation behaviors. The results show the suitability and reliability of the proposed theory. Additionally, the research results also pointed out some shortcomings of the theoretical basis of curved girders that need to be developed in further studies.

KEYWORDS: Shallow-arched steel girder, curved girder, flexural-torsional buckling, steel bridge, design buckling curve

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Dầm thép đang được sử dụng rất phổ biến trong công trình cầu trên thế giới, đặc biệt là các nước phát triển. Qua số liệu nghiên cứu và khảo sát cơ sở hạ tầng giao thông ở khu vực đồng bằng sông Cửu Long cho thấy, nhu cầu về phát triển hạ tầng giao thông nông thôn là rất lớn. Tuy nhiên, nguồn vốn và khả năng đáp ứng về vấn đề công nghệ vẫn còn nhiều hạn chế. Một số kết cấu dầm bê tông đỉnh hình cho giao thông nông thôn đã quá lạc hậu và không thể đáp ứng cho toàn bộ khu vực đồng bằng sông Cửu Long. Vì vậy, cần thiết phải phát triển và ứng dụng loại kết cấu có giá thành cạnh tranh và tính năng cao.



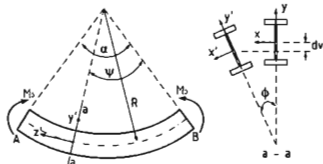
Hình 1.1: Kết cấu cầu thép cong dạng vòm đã được sử dụng cho cầu giao thông nông thôn

Một số dạng dầm thép cũng đã được ứng dụng thực tế cho công trình cầu trong đó có dầm thép cong dạng vòm rất phù hợp cho địa hình sông ngòi ở phía Nam. Hình 1.1 thể hiện một dạng cấu thép cong đang được sử dụng ở đồng bằng sông Cửu Long.

Lý thuyết tính toán và thiết kế dầm thép thẳng thuần túy đã được phát triển khá hoàn chỉnh [1,2]. Tuy nhiên, việc tính toán và thiết kế cho dầm cong còn nhiều hạn chế do thiếu cơ sở lý thuyết. Nghiên cứu này sẽ tập trung xây dựng cơ sở lý thuyết tính toán và thiết kế dầm thép cong dạng vòm cho kết cấu cầu. Trước hết, lý thuyết tính toán sức kháng mất ổn định sẽ được giới thiệu dựa trên nền tảng lý thuyết về dầm cong đã được phát triển [2,3]. Một số phân tích phần tử hữu hạn sẽ được thực hiện nhằm đánh giá độ tin cậy của lý thuyết đã đề xuất. Một mô hình cấu trúc thực tế sẽ được mô phỏng và phân tích bằng phần mềm phần tử hữu hạn cao cấp có xét đến ứng xử phi tuyến vật liệu và biến dạng lớn. Kết quả cho thấy tính phù hợp và độ tin cậy của lý thuyết đã đề xuất. Đồng thời, kết quả nghiên cứu cũng đã chỉ ra được một số thiếu sót về cơ sở lý thuyết của dầm cong cần được phát triển trong các nghiên cứu sâu hơn.

2. MẤT ỔN ĐỊNH CỦA DẮM CONG DẠNG VÒM DƯỚI TÁC DỤNG CỦA MÔ-MEN UỐN KHÔNG ĐỔI

Tương tự như lý thuyết mất ổn định do uốn ngang của dầm thẳng thuần túy. Nghiên cứu này sẽ khảo sát bài toán dầm cong chịu tác động bởi mô-men uốn là hằng số tại hai đầu dựa trên lý thuyết đã được phát triển bởi tác giả Timoshenko và Gere [2]. Gối tựa được giả thiết là gối giản đơn sao cho có thể chuyển xoay đối với các trục của mô-men quán tính chính của tiết diện nhưng không thể xoay đối với trục tiếp tuyến cung tròn của dầm tại hai đầu A và B như Hình 2.1. Để tính toán được giá trị của mô-men uốn tối hạn, ta giả thiết rằng sự mất ổn định bắt đầu xảy ra trong dầm cong và giá trị M_0 được tính toán tương ứng với trạng thái mất ổn định này.



Hình 2.1: Mô hình dầm cong chịu uốn thuần túy

Xét một mặt cắt tại một vị trí bất kỳ trên cung tròn của dầm cong, mặt cắt này đang ở trong trạng thái mất ổn định, bị xoay một góc phi phi và có chuyển vị theo phương đứng là dv như mô tả trong Hình 2.1. Các trục tọa độ ban đầu là x, y và z trở thành các trục là x', y' và z' sau khi tiết diện chuyển vị về bên trái như hình vẽ. Độ lớn của vector mô-men uốn M0 tác dụng tại đầu gối bên trái của dầm cong và vuông góc với mặt phẳng ban đầu của dầm đối với các trục x', y' và z' lần lượt là:

$$M_{y'} = M_0 \phi \quad M_{z'} = M_0 \quad M_{x'} = M_0 \frac{dv}{ds} \quad (1)$$

Cần bằng mô-men uốn nội lực và ngoại lực, phương trình vi phân của tiết diện dưới tác dụng của mô-men uốn thuần túy được xác định như sau:

$$\begin{aligned} \phi M_0 &= EI_{y'} \left(\frac{\phi}{R} - \frac{d^2 v}{ds^2} \right) \\ M_0 &= EI_{x'} \left(\frac{u}{R^2} + \frac{d^2 u}{ds^2} \right) \\ M_0 \frac{dv}{ds} &= C \left(\frac{d\phi}{ds} + \frac{1}{R} \frac{dv}{ds} \right) \end{aligned} \quad (2)$$

Loại bỏ v từ phương trình thứ nhất và thứ ba, phương trình vi phân theo góc xoay phi phi được xác định như sau:

$$EI_{y'} C \frac{d^2 \phi}{ds^2} - \left(M_0 - \frac{C}{R} \right) \left(\frac{EI_{x'}}{R} - M_0 \right) \phi = 0 \quad (3)$$

Đặt

$$k = \frac{1}{EI_{y'} C} \left(M_0 - \frac{C}{R} \right) \left(\frac{EI_{x'}}{R} - M_0 \right)$$

Phương trình (3) trở thành:

$$\frac{d^2 \phi}{ds^2} + k^2 \phi = 0 \quad (4)$$

Phương trình (4) là phương trình vi phân tuyến tính bậc 2 nên nghiệm sẽ có dạng tổng quát như sau:

$$\phi = A \sin ks + B \cos ks \quad (5)$$

Do các gối tựa không thể xoay nên giá trị góc xoay phi phi tại các gối tựa được xác định như sau:

$$\phi = 0 \text{ tại } s = 0 \text{ và } s = \alpha R$$

Thay điều kiện biên vào phương trình (5) ta có:

$$A \sin k\alpha R = 0 \text{ và } k\alpha R \neq 0 \quad (6)$$

Từ phương trình lượng giác (6), giá trị M_0 được xác định từ giá trị nghiệm nhỏ nhất của phương trình như sau:

$$M_0 = -\frac{EI_{y'} + C}{R} M_{y'} + \frac{EI_{x'} C}{R^2} \left(1 - \frac{\pi^2}{\alpha^2} \right) = 0 \quad (7)$$

Như vậy, nghiệm thực của phương trình (7) được xác định như sau:

$$M_{y'} = \frac{EI_{y'} + C}{2R} \pm \sqrt{\left(\frac{EI_{y'} + C}{2R} \right)^2 + \frac{EI_{x'} C \pi^2}{R^2 \alpha^2}} \quad (8)$$

$$\text{Trong đó: } C = GJ + \frac{\pi^2 EI_{\omega}}{L^2}$$

G - Mô-đun chống cắt (shear modulus); J - Hằng số xoắn (torsion); I_{ω} - Hằng số oằn (warping).

3. SỨC KHÁNG UỐN CỦA DẮM CONG DẠNG VÒM

3.1. Mô-men chảy của dầm cong chịu uốn

Sức kháng uốn của tiết diện đối với trục chính cần được tính toán có xét đến sự chiết giảm do ứng suất gây ra bởi mô-men uốn ngoài mặt phẳng. Phương pháp tính toán cũng đã được phát triển và áp dụng cho thiết kế dầm thép cong [3,4,5]. Tuy nhiên, để đơn giản hóa trong việc đánh giá kết quả tính toán, nghiên cứu này chỉ xem xét sức kháng uốn dựa trên trạng thái chảy đầu tiên còn gọi là mô-men chảy đầu tiên và bỏ qua ảnh hưởng của ứng suất do mô-men uốn ngoài mặt phẳng.

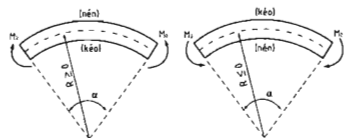
Mô-men chảy của tiết diện có thể được tính toán tương tự như dầm thép thẳng chịu uốn.

$$M_f = F_y = Z_y \quad (9)$$

Trong đó: F_y - Giới hạn chảy của vật liệu thép; Z_y - Đặc trưng hình học mô-men chống uốn của tiết diện tại trạng thái chảy đầu tiên.

3.2. Sức kháng mất ổn định của dầm cong chịu uốn

Mô-men uốn tối hạn gây mất ổn định của dầm thẳng thuần túy đã được phát triển rất đầy đủ và được đưa vào áp dụng trong rất nhiều tiêu chuẩn thiết kế [4,6,7]. Tuy nhiên, đối với dầm thép cong thì hiện tại chỉ có tiêu chuẩn BS 5950-1 [4] là có đề cập phương pháp tính toán sức kháng uốn mất ổn định trong kết cấu dân dụng. Việc tính toán sức kháng uốn mất ổn định của dầm cong trong kết cấu thép vẫn còn nhiều vấn đề chưa được xem xét đầy đủ.



Hình 3.1: Các trường hợp chịu mô-men uốn của dầm cong

Các dầm cong chịu uốn sẽ có sức kháng uốn mất ổn định khác nhau tùy theo chiều tác dụng của mô-men

uốn. Đối với dầm cong chịu mô-men uốn gây ra ứng suất nén ở bản cánh nằm trong biên lõi của đường cong thì tiết diện sẽ có sức kháng uốn mất ổn định thấp hơn so với dầm thẳng thuần túy và ngược lại (Hình 3.1). Thông thường, trong kết cấu dầm cong sử dụng cho công trình cầu thì bản cánh chịu nén sẽ nằm trong biên lõi của đường cong.

Để tính toán và đánh giá sức kháng uốn mất ổn định của dầm cong chịu uốn, kết quả phân tích mô-men uốn tới hạn ở công thức (8) sẽ được biến đổi thành công thức như sau:

$$M_{cr} = \frac{c}{2R} + \sqrt{\left(\frac{c}{2R}\right)^2 + \left(\frac{\pi^2}{L^2} \frac{I}{R^2}\right)} ab \quad (10)$$

Trong đó:

$a = EI_y$; $b = GJ + \pi^2 EI_z / L^2$; $b = a + b$; R - Bán kính của đường trục trung hòa của tiết diện. $R \geq 0$ khi cánh chịu nén nằm trong biên lõi của đường cong.

4. PHÂN TÍCH PHẦN TỬ HỮU HẠN

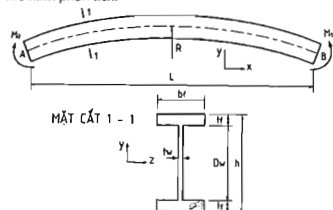
4.1. Mô hình phần tử hữu hạn

Một số mô hình phần tử hữu hạn sẽ được phân tích để đánh giá được độ tin cậy của các công thức đã phát triển ở trên. Mô hình được xem xét là một dầm cong theo phương đứng với bán kính R và chiều dài nhịp từ gối đến gối là L . Vật liệu có mô-đun đàn hồi $E = 200000 \text{ Mpa}$, hệ số poisson $\nu = 0.3$. Dầm cong có tiết diện chữ I đối xứng hai trục. Thông số đầu vào của các trường hợp phân tích được thể hiện trong Bảng 4.1.

Bảng 4.1. Thông số hình học các mô hình dầm cong

D_w (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	b_f (mm)	R (mm)	L (mm)
523	12	22	212	5000	2000 ~ 8000

Nghiên cứu này chỉ xem xét ứng xử tuyến tính của vật liệu và kết cấu dầm thép. Do đó, kết quả phân tích chỉ mang tính tham khảo để đánh giá mức độ chính xác của các công thức đã phát triển cũng như là các giá thiết của mô hình phân tích.



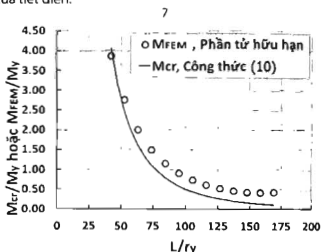
Hình 4.1: Thông số hình học dầm cong chịu mô-men uốn

Các mô hình dầm cong được giả thiết là gối giản đơn tại hai đầu. Gối A được xem như gối cố định với chuyển vị theo các phương x, y, z và chuyển vị xoay quanh trục tiếp tuyến với đường cong tìm dầm tại gối A bị hạn chế. Gối B là gối di động và bị hạn chế chuyển vị theo phương y, z và cũng bị hạn chế xoay tương tự gối A. Mô-men uốn tại đầu dầm sẽ được mô hình bằng một ngẫu lực tác dụng lên

cánh trên và cánh dưới của tiết diện dầm thép. Mô tả của sơ đồ phân tích và cấu tạo hình học được thể hiện trong Hình 4.1. Dầm sẽ được mô hình bằng phần mềm phân tích phần tử hữu hạn cao cấp ANSYS [8] trong đó phần tử tấm vỏ sẽ được sử dụng để mô phỏng kết cấu thành mỏng của dầm I tổ hợp.

4.2. Kết quả phân tích

Hình 4.2 là kết quả phân tích mất ổn định của dầm thép cong chịu tác dụng của mô-men uốn tại hai gối. Trục đứng là tỉ số giá trị mô-men uốn tới hạn và mô-men chảy M_{cr}/M_y theo lý thuyết và M_{FEM}/M_y theo mô hình phần tử hữu hạn. Trong đó, M_{cr} và M_y được tính từ công thức (12) và (13); M_{FEM} - Mô-men uốn tới hạn được xác định từ kết quả phân tích phần tử hữu hạn. Trục ngang là thông số độ mảnh L/r_y ứng ngoài mặt phẳng của dầm với L là chiều dài dầm và r_y là bán kính quán tính theo trục của tiết diện.



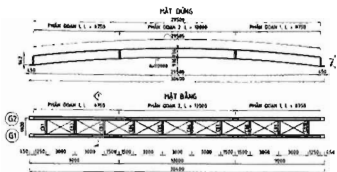
Hình 4.2: Kết quả so sánh cho trường hợp $R = 5000$

Kết quả cho thấy sự tương đồng về giá trị mô-men uốn tới hạn giữa lý thuyết đã phát triển và phương pháp phần tử hữu hạn. Kết quả phân tích cũng đã cho thấy sự phù hợp của công thức tính toán mô-men uốn tới hạn của dầm cong chịu uốn đã được giới thiệu trong nghiên cứu này. Từ kết quả này cho thấy, ta có thể sử dụng công thức (13) để tính toán sức kháng uốn mất ổn định của dầm cong và có thể áp dụng qui trình kiểm toán dầm như dầm thẳng thuần túy theo tiêu chuẩn hiện hành.

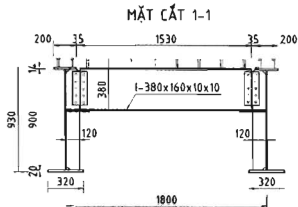
5. MẤT ỔN ĐỊNH CỦA HỆ DẦM THÉP CONG TRONG QUÁ TRÌNH THI CÔNG

5.1. Mô hình phần tử hữu hạn

Kết cấu là hệ dầm thép liên hợp, có bán kính cong $R = 112\text{m}$ với tổng chiều dài tính từ tìm hai gối tựa là 30m. Đây là một dạng kết cấu cầu thép liên hợp toàn phần, trong đó bản mặt cầu và dầm ngang bằng BTCT và được liên hợp vào dầm thép. Mô hình phân tích mô phỏng sự làm việc của hệ dầm thép trong giai đoạn thi công dưới tác dụng của các tải trọng bản thân, tải trọng bê tông ướt và thi công. Hệ dầm chính được liên kết với nhau bằng hệ dầm ngang được bố trí khoảng cách $L_n = 3\text{m}$. Dầm ngang có cấu tạo mặt cắt chữ I và được liên kết vào dầm chính nhằm hạn chế xoắn cho dầm chính. Cấu tạo chung của hệ dầm thép được mô tả trong Hình 5.1 và Hình 5.2.

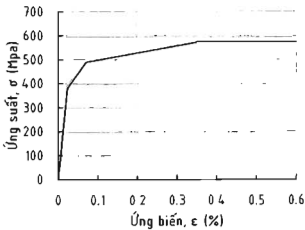


Hình 5.1: Bố trí chung kết cấu dầm thép



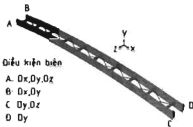
Hình 5.2: Mặt cắt ngang kết cấu dầm thép

Mô hình phần tử hữu hạn được mô phỏng bằng phần mềm phân tích cao cấp ABAQUS [8]. Dầm thép sẽ được mô phỏng bằng các phần tử tấm vỏ (shell element S4R). Vật liệu thép có mô-đun đàn hồi $E = 200000\text{Mpa}$, giới hạn chảy $F_y = 380\text{Mpa}$ và giới hạn bền $F_u = 574\text{Mpa}$. Quan hệ ứng suất và biến dạng của vật liệu thép được mô tả trong Hình 5.3. Ứng xử phi tuyến của vật liệu và biến dạng lớn sẽ được xem xét trong phân tích phần tử hữu hạn nhằm đảm bảo sự chính xác.



Hình 5.3: Quan hệ ứng suất biến dạng của vật liệu thép

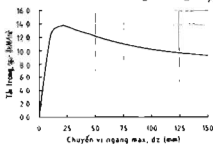
Hệ dầm thép được xem như gối đơn tại hai đầu dầm. Gối A được cố định và không cho phép chuyển vị theo các phương. Gối B được cố định theo phương x, y và cho phép chuyển vị theo phương z. Gối C và D là gối di động, trong đó gối C được cố định theo phương z và cho phép chuyển vị theo phương x và y trong khi gối D chỉ cố định theo phương y. Dầm thép được phép xoay quanh các gối tựa tương ứng với điều kiện thực tế thi công. Sơ đồ bố trí điều kiện biên được mô tả trong Hình 5.4.



Hình 5.4: Mô tả điều kiện biên của mô hình phân tích

5.2. Kết quả phân tích

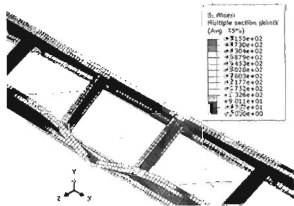
Hệ kết cấu thép sẽ được quan sát và ghi nhận nhằm đánh giá khả năng chịu lực cũng như là ứng xử mất ổn định trong quá trình đặt tải. Trước hết, sức kháng mất ổn định theo lý thuyết sẽ được tính toán bao gồm sức kháng M_{cr} từ công thức (10) và theo điều A6.3.3 của Tiêu chuẩn AASHTO LRFD [6]. Từ giá trị tải trọng phân bố tối hạn q_{cr} , ta có thể xác định mô-men uốn tới hạn tương đương $M_{FEM} = q_{cr} L^2/8$.



Hình 5.5: Quan hệ giữa chuyển vị ngang lớn nhất và tải trọng tác động

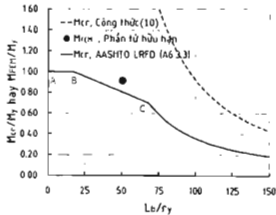
Hình 5.5 thể hiện kết quả của quá trình gia tải cho đến khi bị phá hoại. Kết quả cho thấy giá trị tải trọng tới hạn là $q_{cr} = 13.79\text{kN/m}$ cho giá trị mô-men uốn tương đương $M_{FEM} = 1501\text{ kNm}$.

Kết quả cũng cho thấy, hệ dầm thép bị mất ổn định sau khi đạt giá trị mô-men uốn tới hạn. Sự mất ổn định xảy ra trong phạm vi hai điểm giằng ở giữa nhịp CB5 và CB6. Đây chính là vùng có mô-men uốn lớn nhất. Hình 5.6 thể hiện tổng thể hệ dầm thép sau khi mất ổn định. Có thể thấy rằng tiết diện dầm thép chưa chảy dẻo hoàn toàn khi mất ổn định. Ứng suất lớn nhất trong bản cánh chịu nén trước khi mất ổn định được ghi nhận là 440Mpa vẫn thấp hơn so với giới hạn chảy là 480Mpa. Do đó, dầm thép đã bị mất ổn định trước khi đạt đến mô-men chảy. Sau khi đạt giá trị tối đa, dầm thép bắt đầu mất ổn định nhưng vẫn tiếp tục tiếp nhận tải trọng và gia tăng chuyển vị ngang cho đến khi bị phá hoại hoàn toàn do chảy dẻo và biến dạng lớn làm thay đổi hình học của kết cấu.



Hình 5.6: Ứng xử mất ổn định tại vị trí giữa nhịp

Hình 5.7 thể hiện kết quả so sánh sức kháng mất ổn định của dầm thép được tính toán từ công thức (10), từ Tiêu chuẩn AASHTO [6] đối với dầm thẳng và từ phân tích phần tử hữu hạn. Kết quả sức kháng mất ổn định xác định từ phân tích phần tử hữu hạn khá gần với đường cong thiết kế về sức kháng mất ổn định của dầm thẳng theo phụ lục A6.3.3 của Tiêu chuẩn AASHTO [6] so với đường cong thiết kế được đề xuất trong nghiên cứu này từ công thức (10). Sự khác biệt kết quả giữa dầm cong và dầm thẳng trong trường hợp này có thể là do bán kính cong lớn, dầm có độ cong nhỏ. Đồng thời, vùng mất ổn định chỉ xảy ra trong phạm vi hai điểm giằng có khoảng cách nhỏ, do đó ứng xử về uốn của dầm cong sẽ chiếm ưu thế và có xu hướng giống với dầm thẳng hơn.



Hình 5.7: Kết quả so sánh sức kháng mất ổn định của hệ dầm thép

Kết quả cũng cho thấy mất ổn định ngoài vùng đàn hồi của dầm cong vẫn chưa thể đánh giá được thông qua công thức (13) như đoạn AB và BC của đường cong thiết kế theo AASHTO của dầm thẳng thuần túy. Do đó, đường cong thiết kế sức kháng mất ổn định của dầm cong trong cần được phát triển hoàn chỉnh để áp dụng vào tiêu chuẩn tính toán cấu thép.

6. KẾT LUẬN

Nghiên cứu đã giới thiệu về kết cấu dầm thép cong dạng vòm sử dụng trong công trình cầu giao thông rất phù hợp cho địa hình sông ngòi ở đồng bằng sông Cửu Long. Nghiên cứu này đã rà soát và phát triển lại công thức tính toán sức kháng mất ổn định của dầm thép cong. Một số phân tích phần tử hữu hạn đã được thực hiện nhằm đánh giá độ tin cậy của các công thức đã đề xuất. Kết quả phân tích phần tử hữu hạn tuyến tính cũng đã cho thấy sự phù hợp của công thức tính toán mô-men uốn tới hạn của dầm cong chịu uốn đã được giới thiệu trong nghiên cứu này.

Ngoài ra, một kết cấu cấu trúc cũng đã được mô phỏng phần tử hữu hạn và phân tích có xem xét đến ứng xử phi tuyến của vật liệu và biến dạng lớn nhằm mô tả được chính xác nhất có thể của kết cấu. Kết quả sức kháng mất ổn định xác định từ phân tích phần tử hữu hạn khá gần với đường cong thiết kế về sức kháng mất ổn định của dầm thẳng theo Tiêu chuẩn AASHTO so với đường cong thiết kế được đề xuất trong nghiên cứu này từ công thức (10). Kết quả cũng cho thấy mất ổn định

ngoài vùng đàn hồi của dầm cong vẫn chưa thể đánh giá được dựa trên lý thuyết đã đề xuất. Do đó, ứng xử mất ổn định ngoài vùng đàn hồi cần được xem xét trong các nghiên cứu sâu hơn để phát triển hoàn chỉnh lý thuyết nhằm áp dụng vào tiêu chuẩn tính toán cấu thép. Ngoài ra, ảnh hưởng của nhiều loại tải trọng khác nhau như tải phân bố đều, tải tập trung cũng cần được xem xét.

Tài liệu tham khảo

- [1]. Alexander Chajes (1974), *Principles of Structural Stability Theory*, Prentice-Hall, Inc..
- [2]. Stephen P. Timoshenko, James M. Gere (1961), *Theory of Elastic Stability*, McGraw-Hill Book Company Inc.
- [3]. Charles King, David Brown (2001), *Design of Curve Steel*, The Steel Construction Institute.
- [4]. BS 5950-1:2000: *Code of practice for design: rolled and welded sections*; BS 5950: *Structural use of steelwork in building*, British Standards Institution, 2001.
- [5]. Vacharajittiphan P, Trahair, N.S. (1975), *Flexural-torsional buckling of curved members*, ASCE, Journal of the Structural Division.
- [6]. AASHTO LRFD (2012), *Bridge Design Specification*, AASHTO.
- [7]. BS EN 1993-2:2006 (2006), *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 2: Steel Bridges*, European Committee for Standardization.
- [8]. ABAQUS *Standard User's Manual Version 6.13*, Hibbit, Karson and Sorensen Inc., 2017.

Ngày nhận bài: 10/01/2019

Ngày chấp nhận đăng: 25/01/2019

Người phản biện: TS. Huỳnh Ngọc Thi

TS. Nguyễn Danh Thắng