

Khả năng chịu xoắn của dầm bê tông cốt thép: Đánh giá một số mô hình dự báo

Torsional resistance of reinforced concrete beams: The assessment of predictive models

Dân Quốc Cường⁽¹⁾, Đặng Vũ Hiệp⁽²⁾, Nguyễn Ngọc Phương⁽³⁾

Tóm tắt

Bài báo này nghiên cứu khả năng chịu xoắn của dầm bê tông cốt thép thường theo một mô hình lý thuyết và một số tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép và đối chứng với một số kết quả thực nghiệm để đưa ra các khuyến nghị về thiết kế dầm bê tông cốt thép chịu xoắn. Các mô hình tính toán dầm chịu xoắn bao gồm mô hình giàn mềm góc nghiêng thay đổi và một số tiêu chuẩn như TCVN 5574-2018, ACI 318-19 và EC2-04. Các kết quả thực nghiệm được tập hợp từ một số nghiên cứu đã được công bố trước đây. Kết quả chỉ ra rằng các tiêu chuẩn ACI318-19 và EC2-04 dự báo khả năng chịu xoắn với hệ số biến động tương đương nhau, trong khi mô hình dàn mềm dự báo cho hệ số biến động nhỏ hơn khoảng 40% so với các tiêu chuẩn. Hàm lượng cốt thép ngang ảnh hưởng nhiều đến kết quả dự báo theo các tiêu chuẩn.

Từ khóa: dầm bê tông cốt thép, khả năng chịu xoắn, mô hình dàn mềm, tiêu chuẩn thiết kế

Abstract

This paper studies the torsional resistance of normal reinforced concrete beams according to a theoretical model and several design standards of reinforced concrete structures and compares with some experimental results to provide recommendations on the design of reinforced concrete beams under pure torsion. Calculation models of beams in torsion include the rotation-angle softened-truss model and several building codes such as TCVN 5574-2018, ACI 318-19, and EC2-04. The experimental data are gathered from several previously published studies. The results show that the ACI318-19 and EC2-04 building codes predict torsional moment with the same coefficient of variation, while the rotation-angle softened-truss model provides a coefficient of variation about 40% smaller than that of the standards. The ratio of transverse reinforcement greatly affects the prediction results according to the building codes.

Key words: reinforced concrete beams, torsional resistance, softened-truss model, design standards

(1) ThS, Giảng viên, khoa Công nghệ thông tin,
Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, Email: <cuongdq@hau.edu.vn>

(2) PGS.TS, Giảng viên, khoa Xây Dựng,
Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

(3) PGS.TS, Giảng viên, khoa Xây Dựng,
Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Ngày nhận bài: 06/04/2022

Ngày sửa bài: 27/04/2022

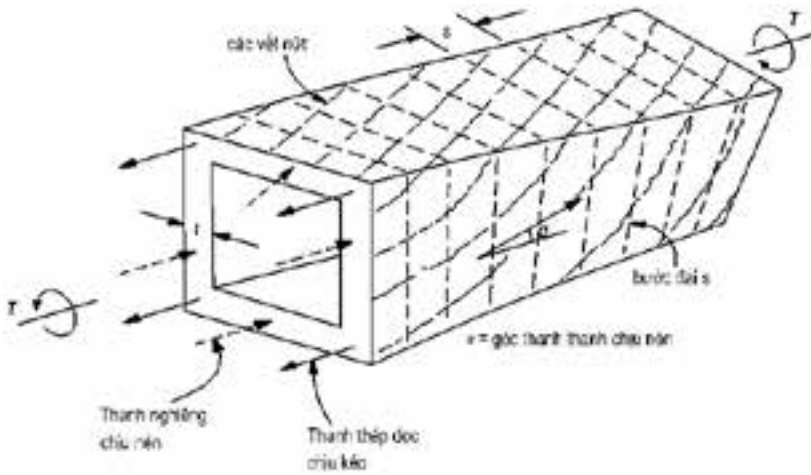
Ngày duyệt đăng: 5/7/2022

1. Giới thiệu

Những cấu kiện chịu mô men xoắn xuất hiện trong các công trình xây dựng khá phổ biến, chẳng hạn như các dầm biên trong hệ thống sàn sườn, dầm chiếu tới cầu thang, các dầm có diện chịu tải không đối xứng hay các dầm cong trong công trình cầu...Việc thiết kế các cấu kiện chịu xoắn, uốn-xoắn đồng thời trong kết cấu nhà cửa ngày càng được các nhà thiết kế quan tâm vì gần đây các tòa nhà được thiết kế với hình dạng đặc biệt và có các cấu kiện với dạng hình học thay đổi xuất hiện ngày càng nhiều. Với sự phát triển của công nghệ và vật liệu mới, các cấu kiện kết cấu cũng có thể được thiết kế với hình dạng mỏng và có đặc trưng hình học tối ưu để tiết kiệm chi phí. Do đó, việc phân tích các mô hình đối với cấu kiện bê tông cốt thép (BTCT) chịu xoắn từ đó có những so sánh và nhận xét có thể làm căn cứ cho việc thiết kế cấu an toàn và đáng tin cậy hơn. Đặc biệt, việc tính toán chính xác cường độ giới hạn và các dạng phá hoại của kết cấu dầm bê tông cốt thép chịu xoắn sẽ rất hữu ích để thiết kế cấu kiện chịu xoắn kết hợp với các thành phần nội lực khác nhau như lực cắt, mô men uốn bởi vì thực tế rất ít khi chỉ gặp cấu kiện chịu mô men xoắn thuần túy.

Đã có nhiều nghiên cứu khác nhau để phát triển mô hình phân tích cho cấu kiện chịu xoắn. Đầu tiên là lý thuyết uốn xiên được Elfgren [4], Lessig [5] phát triển để xác định khả năng chịu lực cấu kiện dầm bê tông cốt thép không chỉ chịu mômen xoắn mà còn cả chịu kết hợp nhiều thành phần khác bao gồm mômen uốn và lực cắt. Tuy nhiên, việc phân tích các mô hình dựa trên lý thuyết uốn xiên chỉ xem xét được điều kiện cân bằng lực, với giả thiết là cốt thép đạt tới giới hạn chảy. Do đó, rất khó để áp dụng mô hình đó cho trường hợp cấu kiện bị phá hoại do nén vỡ bê tông. Trong trường hợp đó, mô hình cũng không thể tính đến khả năng chịu kéo và cắt của bê tông, thành phần được coi là quan trọng nhất trong việc kháng của các cấu kiện bê tông cốt thép chịu lực cắt và lực xoắn. Bước phát triển tiếp theo là sử dụng mô hình dàn dẻo không gian được Lampert và Thurlimann [6] và Hsu [7] phát triển và kiểm chứng. Hình 1 mô tả các thành phần nội lực và tiết diện ngang dạng thanh thành mỏng có chiều dày t chịu xoắn bỏ qua phần lõi bê tông bên trong. Các dải bê tông xoắn ốc nghiêng giữa các vết nứt chống lại lực nén, trong khi các thanh thép dọc ở các góc và thanh thép đai chống lại lực kéo sinh ra bởi mômen xoắn. Trong trường hợp này, tiết diện thành mỏng được giả định đóng vai trò như một giàn không gian. Nhược điểm chính của mô hình dàn dẻo không gian là không kể đến sự đóng góp khả năng chịu lực của bê tông nằm giữa các dải nứt nghiêng và chưa kể đến trạng thái làm việc 2 trục của bê tông vùng nén.

Để khắc phục những hạn chế đó, mô hình giàn mềm góc nghiêng thay đổi (RA-STM) và mô hình dàn mềm góc nghiêng cố định (FA-STM) do Pang và Hsu [8,12], Hsu và Zhang [9], Jeng và Hsu [10], Ju và cộng sự [11] đã được đề xuất. Mô hình dàn mềm đã xem xét đầy đủ ứng xử của cấu kiện bê tông cốt thép chịu xoắn với các điều tương thích cũng như trạng thái cân bằng lực. Tuy nhiên dưới góc độ chi



Hình 1. Các thành phần nội lực của tiết diện chịu xoắn

dự báo khả năng chịu lực thì mô hình RA-STM thuận tiện cho tính toán toán hơn vì chỉ sử dụng hai mô hình biến dạng vật liệu là cốt thép chịu kéo/nén và bê tông chịu nén, không xem xét đến sự đóng góp của bê tông chịu kéo vào khả năng chịu xoắn của dầm. Bài báo này nhằm mục đích giới thiệu một mô hình dự báo khá chính xác khả năng chịu xoắn của dầm bê tông cốt thép thường dựa trên mô hình RA-STM do Pang và Hsu [8] đề xuất. Ngoài ra, các kết quả tính toán được so sánh với công thức tính toán trong một số tiêu chuẩn hiện hành và sau đó được so sánh với một số kết quả thực nghiệm để đưa ra một số khuyến cáo khi thiết kế loại cấu kiện chịu lực phức tạp này.

2. Công thức tính toán trong một số tiêu chuẩn và mô hình đàn mềm

2.1. Tính toán dầm bê tông cốt thép chịu xoắn trong các tiêu chuẩn xây dựng

2.1.1. ACI 318-19 [2]

Tiêu chuẩn ACI 318-19 đánh giá mô men xoắn giới hạn của cấu kiện bê tông cốt thép dựa trên mô hình giàn không gian. Tiêu chuẩn giả định rằng sau khi cấu kiện bị nứt, chỉ có cốt thép đai và cốt thép dọc là tham gia chịu xoắn. Do đó, khi tính toán T_n , khả năng chống lại lực xoắn của cấu kiện phụ thuộc vào cốt thép đai và cốt thép dọc, ảnh hưởng của bê tông bị bỏ qua. Theo tiêu chuẩn ACI 318-19, mô men xoắn giới hạn của các cấu kiện bê tông cốt thép không ứng suất trước và ứng suất trước là giá trị nhỏ hơn theo (1) và (2):

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \leq \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} \frac{1.7 A_{oh}^2}{p_h} \quad (1)$$

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{p_h} \tan \theta \leq \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} \frac{1.7 A_{oh}^2}{p_h} \quad (2)$$

$$A_o = 0.85 A_{oh},$$

Trong đó A_o là diện tích tiết diện được giới hạn bởi chu vi dòng ứng suất cắt; A_{oh} là diện tích tiết diện được giới hạn bởi cốt thép đai; p_h là chu vi của phần được giới hạn bởi cốt thép đai; θ là góc thanh xiên chịu nén, $30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$, tiêu chuẩn đề xuất lấy $\theta = 45^\circ$; A_t là diện tích của 1 thanh cốt thép đai; A_l là diện tích của thanh cốt thép dọc; s là khoảng cách cốt đai; f_{yt} là cường độ chảy dẻo của cốt thép đai; f_{yl} là cường độ chảy dẻo của cốt thép dọc.

2.1.2. EC2-04 [3]

EC2-04 xác định giá trị mô men xoắn giới hạn của cấu kiện bê tông cốt thép dựa trên phương trình sau:

$$T_{Rd} = \min \left(\frac{2A_k A_t f_{yt}}{s} \cot \theta, \frac{2A_k A_l f_{yl}}{u_k} \tan \theta \right) \leq 2\nu \alpha_{cw} f_{cd} A_k t_{ef} \sin \theta \cos \theta \quad (3)$$

$$t_{ef} = A / u \geq 2c$$

$$A_k = (b - t_{ef})(h - t_{ef})$$

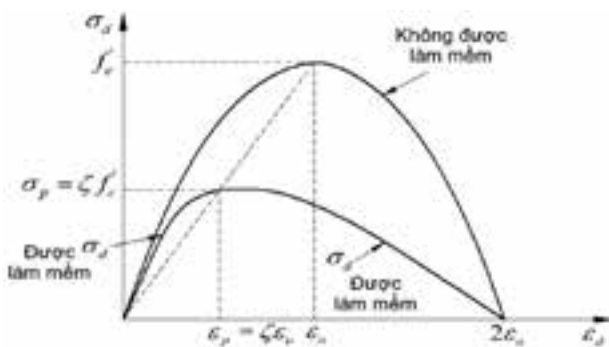
$$\theta = \cot^{-1} \left(\sqrt{A_l s f_{yl} / A_t u_k f_{yt}} \right)$$

$$\nu = 0.6(1 - f_{ck} / 250) [f_{ck}, \text{MPa}]$$

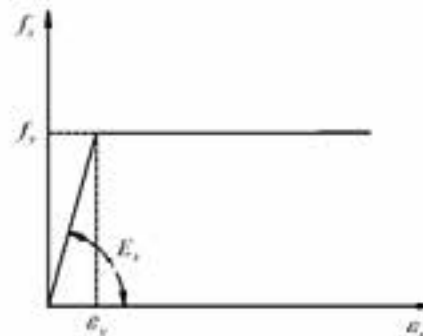
Trong đó t_{ef} là chiều dày hữu hiệu của tiết diện thành mỏng chịu xoắn; A là diện tích bao ngoài tiết diện cấu kiện bê tông; u là chu vi bao ngoài tiết diện cấu kiện bê tông; c là khoảng cách từ mép tiết diện đến trọng tâm cốt thép dọc; A_k và u_k là diện tích tiết diện và chu vi được giới hạn bởi chu vi dòng ứng suất cắt; θ là góc thanh xiên chịu nén, $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$; ν là hệ số giảm cường độ do bê tông bị nứt khi chịu cắt; α_{cw} là hệ số kể đến trạng thái ứng suất nén, lấy $\alpha_{cw} = 1$ với bê tông thường; f_{cd} là cường độ thiết kế mẫu nén bê tông $f_{cd} = f_{ck} / 1.5$.

2.1.3. TCVN 5574-2018 [1]

Tính toán độ bền của cấu kiện giữa các tiết diện không



(a)



(b)

Hình 2. (a) Mối quan hệ ứng suất-biến dạng của bê tông [14];
(b) Mối quan hệ ứng suất-biến dạng của cốt thép [14]

gian được tiến hành theo điều kiện:

$$T \leq 0.1R_b b^2 h \quad (4)$$

Trong đó T là mô men xoắn do ngoại lực trong tiết diện thẳng góc của cầu kiện; b và h lần lượt là cạnh nhỏ và cạnh lớn của tiết diện ngang của cầu kiện.

Tính toán độ bền các tiết diện không gian được tiến hành theo điều kiện:

$$T \leq T_{sw} + T_s \quad (5)$$

Trong đó T là mô men xoắn trong tiết diện không gian, được xác định do tất cả ngoại lực nằm ở một phía của tiết diện không gian; T_{sw} là mô men xoắn chịu bởi cốt thép (của tiết diện không gian) nằm theo phương ngang so với trục cầu kiện; T_s là mô men xoắn chịu bởi cốt thép (của tiết diện không gian) nằm theo phương dọc trục cầu kiện.

2.2. Mô hình đàn mềm [14, 15]

2.2.1. Luật vật liệu

Hình 2 chỉ ra mối quan hệ ứng suất-biến dạng của vật liệu bê tông và cốt thép trong mô hình đàn mềm. Trong nghiên cứu này chỉ xem xét sự đóng góp của bê tông vùng nén vào khả năng chịu xoắn của dầm. Đường cong ứng suất-biến dạng nén của bê tông được thể hiện bởi các công thức (17), (18) cho trên hình 3. Do trạng thái ứng suất trong bê tông khi cầu kiện chịu xoắn là trạng thái kéo-nén hai trục nên hệ số mềm hóa ζ được tính đến để làm giảm ứng suất nén cũng như biến dạng nén trong bê tông so với trạng thái ứng suất nén một trục. Hệ số mềm hóa ζ tính theo công thức (19). Quan hệ ứng suất-biến dạng cốt thép dọc và ngang cho trong công thức (20) và (21).

2.2.2. Các phương trình cân bằng và tương thích

Mô hình sử dụng ba phương trình cân bằng ứng suất (6), (7) và (8) và ba phương trình tương thích biến dạng (10), (11) và (12) như chỉ ra trên hình 3. Chi tiết về thiết lập các phương trình này có thể xem trong tài liệu [15].

2.2.3. Các bước tính toán

Hình 3 thể hiện sơ đồ khối các bước tính toán khả năng chịu xoắn của dầm bê tông cốt thép theo mô hình đàn mềm với góc xoay thay đổi.

Các phương trình tính toán mô hình đàn mềm

$$\sigma_l - \rho_l f_l = \sigma_d \sin^2 \alpha_r \quad (6)$$

$$\sigma_t - \rho_t f_t = \sigma_d \cos^2 \alpha_r \quad (7)$$

$$\tau_{lt} = (-\sigma_d) \sin \alpha_r \cos \alpha_r \quad (8)$$

$$T = \tau_{lt} (2A_o t_d) \quad (9)$$

$$\varepsilon_l = \varepsilon_r \cos^2 \alpha_r + \varepsilon_d \sin^2 \alpha_r \quad (10)$$

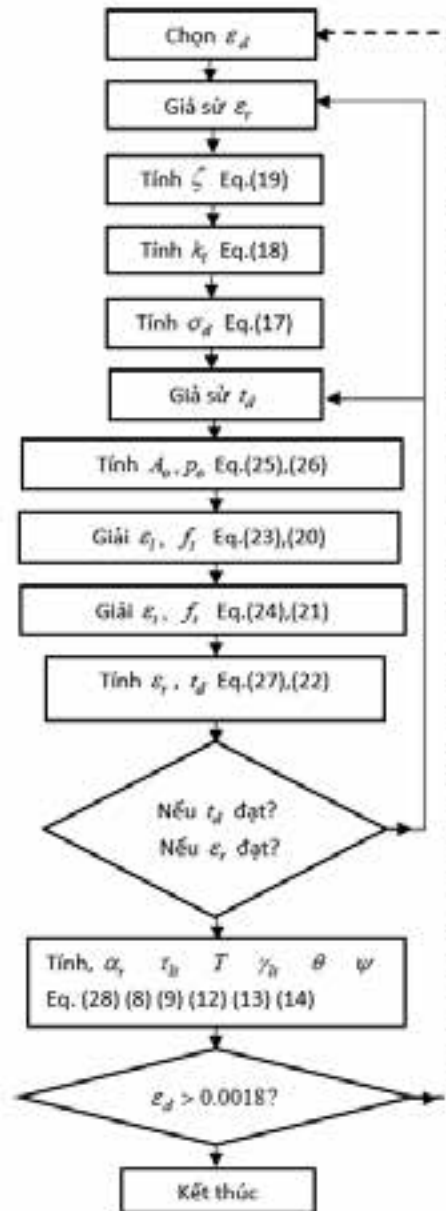
$$\varepsilon_t = \varepsilon_r \sin^2 \alpha_r + \varepsilon_d \cos^2 \alpha_r \quad (11)$$

$$\frac{\gamma_{lt}}{2} = (\varepsilon_r - \varepsilon_d) \sin \alpha_r \cos \alpha_r \quad (12)$$

$$\theta = \frac{p_o}{2A_o} \gamma_{lt} \quad (13)$$

$$\psi = \theta \sin 2\alpha_r \quad (14)$$

$$t_d = \frac{\varepsilon_{ds}}{\psi} \quad (15)$$



Hình 3. Sơ đồ khối phân tích xoắn sử dụng mô hình đàn mềm [13, 15]

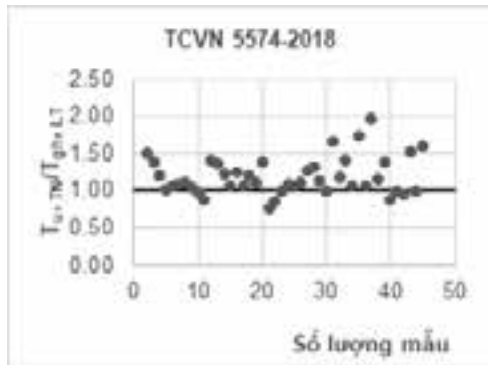
$$\varepsilon_d = \frac{\varepsilon_{ds}}{2} \quad (16)$$

$$\sigma_d = k_1 \zeta f'_c \quad (17)$$

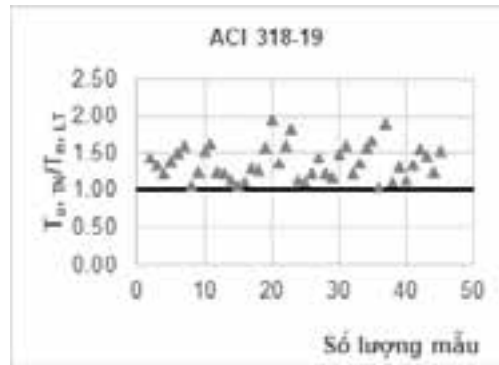
$$k_1 = \frac{\varepsilon_{ds}}{\zeta \varepsilon_o} \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\varepsilon_{ds}}{\zeta \varepsilon_o} \right) \quad \varepsilon_{ds} / \zeta \varepsilon_o \leq 1$$

$$k_1 = \left[1 - \frac{\zeta^2}{(2-\zeta)^2} \right] \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\zeta \varepsilon_o}{\varepsilon_{ds}} \right) + \frac{\zeta^2}{(2-\zeta)^2} \frac{\varepsilon_{ds}}{\zeta \varepsilon_o} \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\varepsilon_{ds}}{\zeta \varepsilon_o} \right) \quad (18a)$$

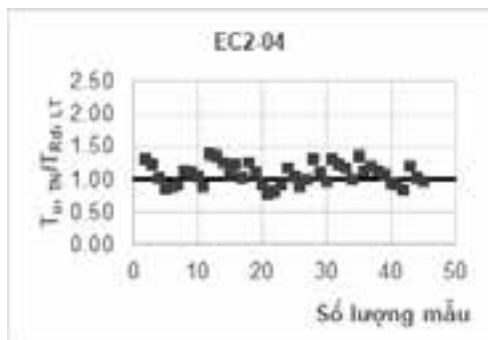
$$\varepsilon_{ds} / \zeta \varepsilon_o > 1 \quad (18b)$$



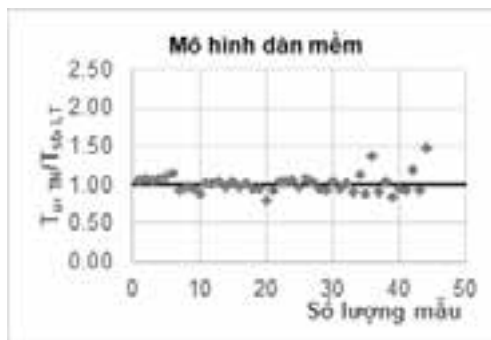
a. Tỷ lệ T_u/T_{gh} theo TCVN 5574-2018



b. Tỷ lệ T_u/T_n theo tiêu chuẩn ACI 318-19



c. Tỷ lệ T_u/T_{Rd} theo tiêu chuẩn EC2-04



d. Tỷ lệ T_u/T_{st} theo mô hình đàn mềm

Hình 4. So sánh kết quả thực nghiệm với kết quả dự báo

$$\text{Hệ số mềm hóa } \zeta = \frac{0.9}{\sqrt{1 + 600\varepsilon_r}} \quad (19)$$

$$f_l = E_s \varepsilon_l \quad \varepsilon_l < \varepsilon_{ly} \quad (20a)$$

$$f_l = f_{ly} \quad \varepsilon_l \geq \varepsilon_{ly} \quad (20b)$$

$$f_t = E_s \varepsilon_t \quad \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} \quad (21a)$$

$$f_t = f_{ty} \quad \varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} \quad (21b)$$

$$t_d = \frac{A_o}{p_o} \left[\frac{(-\varepsilon_d)(\varepsilon_r - \varepsilon_d)}{(\varepsilon_l - \varepsilon_d)(\varepsilon_t - \varepsilon_d)} \right] \quad (22)$$

$$\varepsilon_l = \varepsilon_d + \frac{A_o(-\varepsilon_d)(-\sigma_d)}{A_l f_l} \quad (23)$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_d + \frac{A_o s(-\varepsilon_d)(-\sigma_d)}{p_o A_t f_t} \quad (24)$$

$$A_o = A_c - 0.5 p_c t_d + t_d^2 \quad (25)$$

$$p_o = p_c - 4 t_d \quad (26)$$

$$\varepsilon_r = \varepsilon_l + \varepsilon_t - \varepsilon_d \quad (27)$$

$$\tan^2 \alpha_r = \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_d}{\varepsilon_l - \varepsilon_d} \quad (28)$$

Các ký hiệu trong các phương trình và công thức từ (6) đến (28) trong hình 3 như sau: p_l, p_t là hàm lượng thép theo phương l, t ; f_l, f_t là ứng suất của cốt thép theo phương l, t ; A_c là diện tích tiết diện; p_c là chu vi tiết diện; θ là góc thanh xiên chịu nén; ψ là độ cong của thanh chống bê tông; s là khoảng cách cốt đai; f_{vt} là cường độ chảy dẻo của cốt thép đai; f_{vl} là cường độ chảy dẻo của cốt thép dọc; t_d là chiều dày vùng tiết diện bê tông chịu xoắn; σ_l, σ_t là ứng suất pháp tuyến theo phương l, t ; σ_d là ứng suất nén chính của bê tông; $\varepsilon_l, \varepsilon_t$ là biến dạng của thép theo phương l, t ; ε_{ds} biến dạng lớn nhất của bê tông ở bề mặt; $\varepsilon_r, \varepsilon_d$ là biến dạng của bê tông theo tọa độ $r-d$; γ_{lt} là biến dạng của thép trong mặt phẳng l, t ; f'_c là cường độ nén mẫu trụ bê tông; E_s là mô đun đàn hồi của thép.

3. Dữ liệu thực nghiệm và so sánh khả năng chịu xoắn giữa thực nghiệm và các mô hình dự báo

3.1. Chuẩn bị dữ liệu

Trong bài báo này sử dụng 44 mẫu dầm được thí nghiệm chịu xoắn thuần túy do các nhà nghiên cứu Hsu Thomas T [16], McMullen AE và Rangan BV [17], Fang IK và Shiau JK [18] thực hiện để so sánh và đánh giá các mô hình đã trình bày trong mục 2. Dữ liệu bao gồm đặc trưng tiết diện: chiều rộng dầm (b) và chiều cao dầm (h); cường độ mẫu nén trụ của bê tông (f'_c); các đặc trưng cốt thép: diện tích cốt thép dọc (A_l), diện tích cốt thép đai (A_t), cường độ chảy dẻo của cốt thép dọc (f_{yl}), cường độ chảy dẻo của cốt thép đai (f_{yt}), khoảng bước đai (s); giá trị mô men xoắn giới hạn thực nghiệm (T_u). Các thông số này được thể hiện từ cột 3 đến cột 11 trong bảng 1. Chi tiết về các kết quả thí nghiệm có thể xem trong các tài liệu tương ứng.

3.2. Kết quả và bàn luận

Kết quả tính toán cụ thể mô men xoắn giới hạn theo 4 mô hình được thể hiện trong bảng dữ liệu 1, từ cột 12 đến

Bảng 1. Kết quả tính toán mô men xoắn giới hạn

Tác giả	Tên mẫu	b	h	f_c	Al	f_{yl}	At	f_{yt}	s	T_u	T_{gh} TCVN	T_n ACI	T_{Rd} EC2	T_{st} Mô hình dàn mềm	T_u/T_{gh}	T_u/T_n	T_u/T_{Rd}	T_u/T_{st}
		mm	mm	MPa	mm ²	Mpa	mm ²	Mpa	mm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm				
Hsu Thomas T [16]	M1	254	381	29.9	803	326	70.9	353	149	30.39	20.33	21.17	65.27	28.68	1.49	1.44	1.31	1.06
	M2	254	381	30.5	1132	329	70.9	357	105	40.56	29.16	30.36	66.48	37.51	1.39	1.34	1.23	1.08
	M3	254	381	26.8	1548	322	129.7	326	140	43.84	36.52	36.01	58.77	41.36	1.20	1.22	1.02	1.06
	M4	254	381	26.5	2042	319	129.1	327	105	49.60	48.62	35.81	58.37	45.30	1.02	1.39	0.88	1.09
	M5	254	381	28.0	2584	335	130.0	331	83	55.70	52.94	36.80	61.70	49.85	1.05	1.51	0.90	1.12
	M6	254	381	29.4	3058	318	129.1	341	70	60.11	55.59	37.71	64.39	52.31	1.08	1.59	0.93	1.15
	I3	254	381	44.7	1132	343	128.6	334	127	45.65	40.92	42.60	96.00	49.41	1.12	1.07	1.14	0.92
	I4	254	381	45.0	1548	315	129.0	326	92	58.08	55.30	46.66	97.28	59.91	1.05	1.24	1.11	0.97
	I5	254	381	45.0	2042	310	129.1	325	70	70.73	72.49	46.66	97.36	74.22	0.98	1.52	1.04	0.95
	I6	254	381	45.8	2584	325	128.8	329	57	76.72	86.60	47.07	99.84	86.32	0.89	1.63	0.90	0.89
	N1	152	305	29.5	283	352	31.5	341	92	9.09	6.49	7.30	21.20	8.95	1.40	1.24	1.38	1.02
	N1A	152	305	28.7	283	346	31.5	345	92	8.99	6.57	7.39	20.75	8.81	1.37	1.22	1.37	1.02
	N2	152	305	30.4	515	331	31.8	338	51	14.46	11.71	12.80	21.86	13.83	1.23	1.13	1.25	1.05
	N2A	152	305	28.4	515	333	71.0	361	114	13.22	12.51	12.37	20.71	13.64	1.06	1.07	1.10	0.97
	N3	152	305	27.3	422	352	32.0	352	64	12.20	9.78	11.00	19.83	11.66	1.25	1.11	1.24	1.05
	N4	152	305	27.3	658	340	70.9	356	89	15.70	14.80	12.13	19.95	16.19	1.06	1.29	1.02	0.97
	K2	152	495	30.6	767	336	71.3	338	105	23.73	19.55	18.63	40.72	23.51	1.21	1.27	1.26	1.01
	K3	152	495	29.0	1196	316	129.1	321	124	28.47	25.51	18.13	39.26	29.82	1.12	1.57	1.11	0.95
	K4	152	495	28.6	1700	344	129.2	340	86	35.03	25.16	18.01	38.75	37.00	1.39	1.95	0.92	0.95
	C4	254	254	27.2	1135	336	128.8	328	98	25.31	33.50	18.61	35.83	31.32	0.76	1.36	0.79	0.81
	C5	254	254	27.2	1548	328	129.2	329	73	29.71	34.29	18.61	36.14	32.20	0.87	1.60	0.82	0.92
	C6	254	254	27.6	2039	316	129.0	328	54	34.23	34.79	18.75	37.01	33.20	0.98	1.83	0.92	1.03
	J1	254	381	14.3	513	328	71.0	346	152	21.47	19.56	18.95	35.04	20.71	1.10	1.13	1.18	1.04
	J2	254	381	14.5	803	320	70.4	341	98	29.15	27.42	26.49	35.48	27.50	1.06	1.10	1.05	1.06
	J3	254	381	16.9	1132	339	128.6	337	127	35.25	31.95	28.59	40.69	35.78	1.10	1.23	0.88	0.99
	J4	254	381	16.8	1548	324	129.0	332	92	40.68	31.77	28.51	40.62	37.71	1.28	1.43	1.00	1.08
McMullen AE, Rangan BV [17]	A2	254	254	38.2	516	380	31.6	285	41	22.60	17.17	18.39	46.61	21.92	1.32	1.23	1.31	1.03
	A3	254	254	39.4	800	352	70.4	360	79	27.80	24.78	23.35	47.88	29.12	1.12	1.19	1.11	0.95
	A4	254	254	39.2	1142	351	70.9	360	57	34.50	35.09	23.29	47.60	37.19	0.98	1.48	0.98	0.93
Fang IK, Shiau JK. [18]	H-06-12	350	500	78.5	2030	410	71.2	440	100	115.10	69.01	71.86	379.43	109.73	1.67	1.60	1.30	1.05
	H-12-12	350	500	78.5	2030	410	71.2	440	50	155.30	132.45	127.34	417.12	162.28	1.17	1.22	1.24	0.96
	H-12-16	350	500	78.5	2870	520	71.2	440	50	196.00	138.01	143.73	387.53	192.31	1.42	1.36	1.17	1.02
	H-20-20	350	500	78.5	3430	560	126.4	440	55	239.00	222.85	152.50	401.98	260.89	1.07	1.57	0.99	0.92
	H-07-10	350	500	68.4	1715	500	71.4	420	90	126.70	73.43	76.47	332.76	111.18	1.73	1.66	1.37	1.14
	H-14-10	350	500	68.4	1715	500	126.9	360	80	135.20	125.88	131.09	359.93	154.40	1.07	1.03	1.12	0.88
	H-07-16	350	500	68.4	2870	500	71.4	420	90	144.50	73.43	76.47	293.64	105.60	1.97	1.89	1.21	1.37
	N-06-06	350	500	35.5	1190	440	71.2	440	100	79.70	69.01	71.86	190.21	87.88	1.15	1.11	1.14	0.91
	N-06-12	350	500	35.5	2030	410	71.2	440	100	95.20	69.01	71.86	176.67	90.75	1.38	1.32	1.08	1.05
	N-12-12	350	500	35.5	2030	410	71.2	440	50	116.80	132.45	102.56	194.22	137.69	0.88	1.14	0.94	0.85
	N-12-16	350	500	35.5	2870	420	71.2	440	50	138.00	138.01	102.56	186.82	144.92	1.00	1.35	0.92	0.95
	N-20-20	350	500	35.5	3430	560	126.4	440	55	158.00	167.26	102.56	187.17	170.08	0.94	1.54	0.84	0.93
	N-07-10	350	500	33.5	1715	500	71.4	420	90	111.70	73.43	76.47	169.36	94.21	1.52	1.46	1.21	1.19
	N-14-10	350	500	33.5	1715	500	126.9	360	80	125.00	125.88	99.62	183.19	133.70	0.99	1.25	1.03	0.93
	N-07-16	350	500	33.5	2870	500	71.4	420	90	117.30	73.43	76.47	149.45	78.88	1.60	1.53	0.98	1.49

Bảng 2. So sánh chỉ số thống kê của các phương pháp tính

Phương pháp	Trung bình $\bar{X}$	Lệch chuẩn SD	Biến động CV
TCVN 5574-2018	1.19	0.251	0.21
ACI 318-19	1.37	0.226	0.16
EC2-04	1.09	0.162	0.15
Mô hình dàn mềm	1.02	0.122	0.12

cột 15. Hình 4 thể hiện so sánh giữa kết quả thực nghiệm với kết quả dự báo từ 3 tiêu chuẩn và mô hình dàn mềm. Từ bảng 2 có thể thấy rằng TCVN5574 dự báo khả năng chịu xoắn của dầm bê tông cốt thép có độ biến động lớn nhất, thể hiện qua hệ số biến động CV bằng khoảng 0,21. Hai tiêu chuẩn ACI318 và EC02 cho kết quả dự báo với hệ số biến động tương đương nhau. Hình 4.b thể hiện dự báo theo ACI318 cho biết toàn bộ các mẫu có tỷ lệ mô men xoắn thực tế/mô men xoắn dự báo ($T_{u,TN}/T_{u,LT}$) lớn hơn 1, như vậy dự báo theo ACI318 là an toàn. Bên cạnh đó hình 4.a cho biết có 10/44 mẫu (chiếm 22,7%) có tỷ lệ mô men xoắn thực tế/mô men xoắn dự báo ($T_{u,TN}/T_{u,LT}$) nhỏ hơn 1 khi dự báo theo TCVN 5574. Quan sát bảng dữ liệu ta thấy rằng trong số 10 mẫu dự báo không an toàn này có hàm lượng cốt ngang cao, dao động từ khoảng 1,36% đến 3,2%. Trong khi tiêu chuẩn EC2 có tới 15/44 mẫu (chiếm 34,1%) có tỷ lệ mô men xoắn thực tế/mô men xoắn dự báo ($T_{u,TN}/T_{u,LT}$) nhỏ hơn 1. Ngoài ra, từ bảng dữ liệu có thể thấy phần lớn trong số 15 mẫu dự báo không an toàn có hàm lượng cốt ngang cao, trong khoảng từ 1,17% đến 3,2%. Điều này có thể chỉ ra rằng các tiêu chuẩn TCVN5574 và EC2 dự báo thiếu thận trọng khả

năng chịu xoắn khi hàm lượng cốt ngang cao. Đối với mô hình dàn mềm hệ số biến động nhỏ hơn nhiều so với 3 tiêu chuẩn trên chứng tỏ độ biến thiên của kết quả dự báo theo mô hình dàn mềm là nhỏ hơn. Tuy nhiên từ bảng dữ liệu ta có thể thấy 21/44 mẫu (chiếm 47,7%) có tỷ lệ mô men xoắn thực tế/mô men xoắn dự báo ($T_{u,TN}/T_{u,LT}$) nhỏ hơn 1 (hình 4.d). Do đó có thể rút ra nhận xét mô hình dàn mềm mặc dù kết quả dự báo có độ biến thiên khá thấp và gần với kết quả thực nghiệm nhưng số lượng mẫu có kết quả dự báo tỷ lệ $T_{u,TN}/T_{u,LT} < 1$ là cao nhất.

4. Kết luận

Bài báo đã trình bày tóm tắt lý thuyết thiết kế dầm bê tông cốt thép chịu xoắn theo 3 tiêu chuẩn TCVN5574, ACI318, EC2 và mô hình dàn mềm, đồng thời thu thập được 44 dữ liệu thí nghiệm dầm chịu xoắn của nhiều nhà nghiên cứu khác nhau để so sánh, đánh giá các mô hình trên. Từ các kết quả và phân tích bên trên, trong phạm vi khảo sát có thể rút ra một số kết luận sau:

- Ba tiêu chuẩn TCVN5574, ACI318, EC2 dự báo mô men xoắn của dầm bê tông cốt thép với kết quả có độ biến thiên lớn gấp khoảng 1,4 lần mô hình dàn mềm;

- Tiêu chuẩn ACI318 cho kết quả dự báo với hệ số biến động lớn nhất. Với hàm lượng cốt ngang cao (từ 1,17% đến 3,2%) hai tiêu chuẩn TCVN5574, EC2 dự báo thiếu thận trọng mô men kháng xoắn;

- Mô hình dàn mềm do Hsu và cộng sự đề xuất mặc dù cho kết quả dự báo gần với kết quả thực nghiệm nhưng tỷ lệ các mẫu có tỷ số $T_{u,TN}/T_{u,LT} < 1$ lớn hơn so với dự báo theo TCVN5574, ACI318 và EC2.

Khi sử dụng các tiêu chuẩn trên để dự báo khả năng chịu xoắn của dầm bê tông cốt thép cần lưu ý hàm lượng cốt ngang trong dầm để sử dụng mô hình tính toán phù hợp./.

Tài liệu tham khảo

1. Tiêu chuẩn Quốc gia TCVN 5574:2018: Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép.
2. ACI Committee. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary. American Concrete Institute, Indianapolis, IN, USA, 2019.
3. EC2. Eurocode 2: Design of Concrete Structures: Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. British Standards Institution, London, UK, 2004.
4. Lennart Elfgren, Inge Karlsson and Anders Losberg. Nodal forces in the analysis of the ultimate torsional moment for rectangular beams. Magazine of Concrete Research, 1974.
5. Lessig, N. N. Determination of Load-Carrying Capacity of Rectangular Reinforced Concrete Elements Subjected to Flexure and Torsion. Institute Betona I Zhelezobetona, Moscow, Work 5, 4-28, 1959.
6. Paul Lampert, Bruno Thürlimann. Ultimate Strength and Design of Reinforced Concrete Beams in Torsion and Bending. 1972.
7. Thomas T.C. Hsu. Torsion of Structural Concrete-Behavior of Reinforced Concrete Rectangular Members. ACI SP-18, American Concrete Institute, Detroit, Mich, 1968.
8. Pang, X.B and Hsu, T.T.C. Behavior of reinforced concrete membrane elements in shear. ACI Struct J, 92(6), 665-79, 1995.
9. Hsu, T.T.C and Zhang, L.X. Nonlinear analysis of membrane elements by fixed-angle softened-truss model. ACI Struct. J, 94(5), 483-492, 1997.
10. Jeng, C.H. and Hsu, T.T.C. A Softened Membrane Model for Torsion in Reinforced Concrete Members. Eng. Struct, 32(9), 1944-1954, 2009.
11. Ju, H., Lee, D.H, Hwang, J.H, Kim, K.S. and Oh, Y.H. Fixed-Angle Smeared-Truss Approach with Direct Tension Force Transfer Model for Torsional Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete Members. J. Adv. Concrete Technol, 11(9), 215-229, 2013.
12. Pang, X.B. and Hsu, T.T.C. Fixed-angle softened-truss model for reinforced concrete, ACI Struct. J, 93(2), 197-207, 1996.
13. Belarbi, A. and Hsu, T. T. C. Constitutive Laws of Reinforced Concrete in Biaxial tension-compression. Research Report URCEE 91-2, 1991.
14. Belarbi, A. and Hsu, T.T.C. Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete. ACI Structural Journal, 1994.
15. Hsu, T. T. C. Unified Theory of Reinforced Concrete. CRC Press, Boca Raton, 1993.
16. Hsu T.T.C. Torsion of structural concrete-behavior of reinforced concrete, Torsion Struct Concr SP-18 ACI, 261-306, 1968.
17. McMullen AE, Rangan BV. Pure torsion in rectangular section. ACI Struct J, 1978.
18. Fang IK, Shiau JK. Torsional behavior of normal and high-strength concrete beams. ACI Struct J, 2004.