

PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN KHẢ NĂNG CHỊU UỐN CỦA KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP CÓ GIA CƯỜNG SỢI THÉP

Hồ Đức Duy, Hồ Hữu Chính, Bùi Công Thành
Trường Đại học Bách khoa, ĐHQG-HCM

(Bài nhận ngày 06 tháng 10 năm 2008, hoàn chỉnh sửa chữa ngày 15 tháng 04 năm 2009)

TÓM TẮT: Việc gia cường sợi thép vào trong bê tông sẽ nâng cao tính chất cơ lý cho bê tông, đặc biệt làm cho bê tông dẻo dai hơn. Trong bài báo này, các tác giả kiến nghị hai phương pháp tính toán bán thực nghiệm về khả năng chịu uốn của kết cấu bê tông cốt thép có gia cường sợi thép. Các phương pháp được phát triển trên cơ sở tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép, ACI 318-05 (Mỹ) và TCXDVN 356:2005 (Việt nam). Kết quả tính toán được so sánh và đánh giá với kết quả thực nghiệm.

Từ khóa: bê tông cốt thép, sợi thép, độ bền uốn, thực nghiệm, phương pháp tính toán.

1. GIỚI THIỆU

Bê tông rất dễ phát sinh khe nứt, cường độ chịu kéo, cường độ chịu uốn, khả năng chịu tải trọng động kém và thường có khuynh hướng phá hoại giòn. Giải pháp tăng cường khả năng chịu lực của bê tông thông qua việc thay đổi một số tính chất cơ lý của vật liệu, như trộn thêm vào bê tông các loại sợi, là một ý tưởng đang được quan tâm nghiên cứu trên thế giới. Việc pha trộn cốt sợi vào bê tông sẽ làm thay đổi ứng xử của bê tông sau khi nứt và gia tăng độ dẻo dai cho bê tông [1].

Xuất hiện vào đầu những năm 1960, bê tông cốt sợi thép được ứng dụng rất nhiều trong lĩnh vực xây dựng: mặt đường ô tô, mặt đường sân bay, bản mặt cầu, đường hầm, giữ ổn định mái dốc, sàn nhà công nghiệp, các kết cấu chịu tải trọng động... Bê tông cốt sợi thép có một số ưu điểm là giúp kéo dài tuổi thọ cho các công trình xây dựng, hạn chế khe nứt, nâng cao độ an toàn, giảm bớt thiệt hại khi các kết cấu bê tông bị phá vỡ, khả năng hấp thụ năng lượng cao thích hợp ứng dụng cho các kết cấu chịu tải trọng động, dễ dàng chuyển giao công nghệ từ phòng thí nghiệm sang các công trình xây dựng [1].

Các nghiên cứu trước đây chủ yếu tập trung vào phân tích tính chất cơ lý của vật liệu bê tông cốt sợi thép, đưa ra tính năng ưu việt của bê tông cốt sợi thép so với bê tông thường [1]. Bài báo này giới thiệu hai phương pháp tính toán bán thực nghiệm về khả năng chịu uốn của kết cấu bê tông cốt thép có gia cường sợi thép được phát triển từ hai tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép ACI 318-05 [2] và TCXDVN 356:2005 [3]. Kết quả tính toán theo hai phương pháp đề nghị sẽ được kiểm chứng

với kết quả thực nghiệm và kết quả tính toán theo ACI 544.4R.88 [4].

2. KHẢ NĂNG CHỊU UỐN CỦA KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP CÓ GIA CƯỜNG SỢI THÉP

2.1. Phương pháp phát triển từ tiêu chuẩn ACI 318-05

Trong bài báo này, các tác giả kiến nghị một phương pháp tính toán bán thực nghiệm về khả năng chịu uốn của kết cấu bê tông cốt thép có gia cường sợi thép. Phương pháp này được phát triển trên cơ sở tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép thông thường, không có sợi thép, của Hoa Kỳ ACI 318-05 [2]. So với tiêu chuẩn ACI 318-05, phương pháp này có hai sự hiệu chỉnh như sau:

(1) Cường độ chịu kéo sau khi nứt của bê tông cốt sợi thép, f_{pc} , được đưa vào tính toán. Theo Lok và Xiao [5]:

$$f_{pc} = \eta V_f \tau_d \frac{L_f}{d_f} \quad (1)$$

Trong đó:

η = hệ số phân bố sợi, $\eta = 0.5$ đối với sàn và $\eta = 0.405$ đối với dầm;

V_f = hàm lượng sợi theo thể tích;

L_f = chiều dài sợi thép;

d_f = đường kính sợi thép;

τ_d = cường độ bám dính giữa sợi thép và bê tông, theo Khaloo và Afshari [6], τ_d tính bằng:

$$\tau_d = 0.6 (f_c')^{2/3} \quad (2)$$

bản chất của τ_d là cường độ bám dính giữa sợi thép và bê tông khi kết cấu chịu ứng suất

kéo. Cho nên, trong nghiên cứu này, các tác giả đề nghị xác định τ_d theo công thức:

$$\tau_d = f_r \quad (3)$$

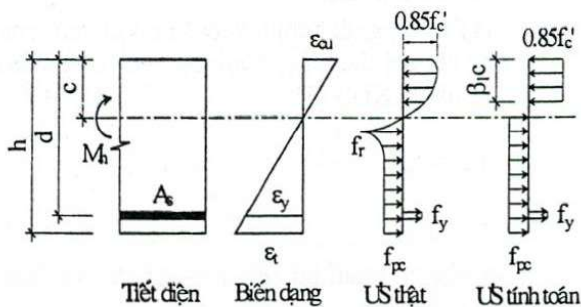
f_c' = cường độ chịu nén bê tông cốt sợi thép xác định từ thí nghiệm nén mẫu trụ 150×300 mm;

f_r = cường độ chịu kéo khi uốn bê tông cốt sợi thép xác định từ thí nghiệm uốn mẫu dầm 100×100×400 mm.

(2) Biến dạng nén cực hạn của bê tông cốt sợi thép, ϵ_{cu} , được phép lấy lớn hơn giá trị 0.003 của bê tông thường. Một số nghiên cứu đã đưa ra kiến nghị cho giá trị ϵ_{cu} . Theo [4], Williamson (1973) và Pearlman (1979) lấy $\epsilon_{cu} = 0.0033$; Swamy và Al-Ta'an (1981) lấy $\epsilon_{cu} = 0.0035$; Hassoun và Sahebjam (1985) lấy $\epsilon_{cu} = 0.0035$ khi $V_f = 1\%$ và $\epsilon_{cu} = 0.004$ khi $V_f = 1-3\%$. Trên cơ sở này, các tác giả đề nghị đối với các hàm lượng sợi trung gian có thể nội suy để xác định ϵ_{cu} như sau: $\epsilon_{cu} = 0.0005V_f + 0.003$

(4)

Chọn trường hợp phá hoại cân bằng làm cơ sở tính toán. Khi kết cấu đạt đến trạng thái giới hạn, bê tông vùng nén bị ép vỡ $\epsilon_c \rightarrow \epsilon_{cu}$, đồng thời cốt thép vùng kéo bị chảy dẻo $\epsilon_s \rightarrow \epsilon_y$ và ứng suất trung bình của bê tông cốt sợi vùng kéo đạt giá trị f_{pc} . Sơ đồ ứng suất biến dạng được giới thiệu ở hình 1.



Hình 1. Sơ đồ ứng suất biến dạng trong trường hợp phá hoại cân bằng

Khả năng chịu uốn của tiết diện:

$$M_n = f_y A_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + f_{pc} b (h - c) \left(\frac{h + (1 - \beta_1) c}{2} \right) \quad (5)$$

với chiều cao vùng bê tông cốt sợi thép chịu nén:

$$c = \frac{f_y A_s + f_{pc} h}{0.85 \beta_1 f'_c + f_{pc}}$$

Trong đó:

M_n = mômen danh nghĩa của tiết diện;

b = chiều rộng của tiết diện;

h = chiều cao của tiết diện;

d = chiều cao có ích của tiết diện;

c = chiều cao vùng bê tông cốt sợi thép chịu nén;

A_s = diện tích cốt thép chịu kéo;

f_c' = cường độ chịu nén của bê tông cốt sợi thép;

f_y = cường độ chảy dẻo của cốt thép;

f_{pc} = cường độ chịu kéo sau khi nứt của bê tông cốt sợi thép;

ϵ_{cu} = biến dạng cực hạn của bê tông cốt sợi thép vùng nén;

ϵ_y = biến dạng chảy dẻo của cốt thép;

ϵ_t = biến dạng của bê tông cốt sợi thép vùng kéo;

β_1 = hệ số hiệu chỉnh chiều cao vùng nén, xác định theo công thức:

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 30}{7} \right) \quad 0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$$

Trong tính toán thiết kế, điều kiện sau đây cần được thỏa mãn: $M_u \leq \phi M_n$ (8)

Trong đó:

M_u = mômen ngoại lực tác dụng;

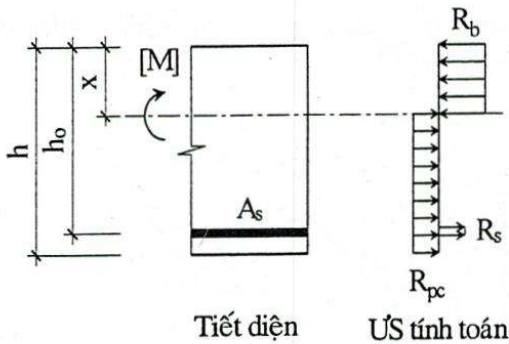
M_n = mômen danh nghĩa của tiết diện;

ϕ = hệ số giảm độ bền.

2.2. Phương pháp phát triển từ tiêu chuẩn TCXDVN 356:2005

Trong bài báo này, một phương pháp bán thực nghiệm khác cũng được các tác giả kiến nghị để tính toán khả năng chịu uốn của kết cấu bê tông cốt thép có gia cường sợi thép. Phương pháp này được phát triển trên cơ sở tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép của Việt Nam, TCXDVN 356:2005 [3].

Sơ đồ ứng suất tính toán của tiết diện được trình bày trên hình 2.



Hình 2. Sơ đồ ứng suất tính toán của tiết diện

Để thiết lập được công thức tính khả năng chịu uốn cho phép của tiết diện, $[M]$, cần phải xác định: (1) cường độ chịu nén tính toán của bê tông cốt sợi thép, R_b ; (2) cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép, R_s ; (3) cường độ chịu kéo tính toán sau khi nứt của bê tông cốt sợi thép, R_{pc} . Việc xác định R_b và R_s được trình bày trong TCXDVN 356:2005 [3], còn giá trị R_{pc} được tính toán dựa trên cơ sở giá trị f_{pc} và có xét thêm hệ số tương quan k_f . R_{pc} được kiến nghị xác định theo công thức sau:

$$R_{pc} = k_f f_{pc}$$

Trong đó:

R_{pc} = cường độ chịu kéo tính toán sau khi nứt của bê tông cốt sợi thép tính theo phương pháp phát triển từ TCXDVN 356:2005;

f_{pc} = cường độ chịu kéo sau khi nứt của bê tông cốt sợi thép tính theo phương pháp phát triển từ ACI 318-05, xác định theo công thức (1);

k_f = hệ số tương quan cường độ chịu kéo sau khi nứt của bê tông cốt sợi thép.

Khả năng chịu uốn cho phép của tiết diện:

$$[M] = R_s A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{pc} b (h - x) \frac{h}{2}$$

với chiều cao vùng bê tông cốt sợi thép chịu nén:

$$x = \frac{\frac{R_s A_s}{b} + R_{pc} h}{R_b + R_{pc}}$$

Trong đó:

$[M]$ = khả năng chịu uốn cho phép của tiết diện;

b = chiều rộng của tiết diện;

h = chiều cao của tiết diện;

h_0 = chiều cao có ích của tiết diện;

x = chiều cao vùng bê tông cốt sợi thép chịu nén;

A_s = diện tích cốt thép chịu kéo;

R_b = cường độ chịu nén tính toán của bê tông cốt sợi thép;

R_s = cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép;

R_{pc} = cường độ chịu kéo tính toán sau khi nứt của bê tông cốt sợi thép.

3. NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM

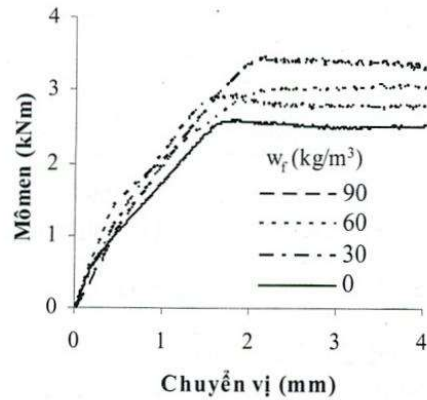
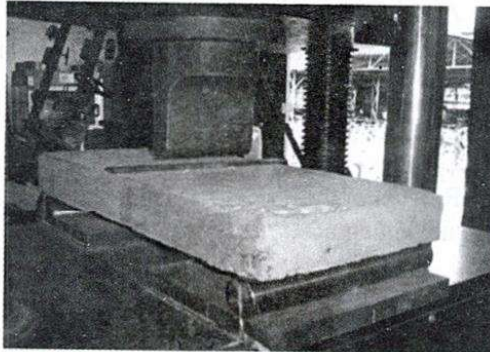
3.1. Số liệu thí nghiệm

Các tác giả đã tiến hành thí nghiệm nén mẫu trụ bê tông sợi thép (150×300 mm), uốn mẫu dầm bê tông sợi thép (100×100×400 mm) và uốn bản bê tông cốt thép có gia cường sợi thép. Bản có kích thước 70×300×650 mm, làm việc một phương với nhịp tính toán 600 mm, cốt thép theo phương chịu lực $d6@70$ và theo phương cấu tạo $d6@200$, sử dụng sợi thép có dạng lượn sóng (crimped), hàm lượng sợi thay đổi 0, 30, 60, 90 kg/m³, ký hiệu mẫu tương ứng là A1, A2, A3, A4. Thí nghiệm được thực hiện bằng thiết bị kéo-nén chuyên dụng Instron 2294SV-USA với tốc độ gia tải 0.2 mm/phút (hình 3). Kết quả của thí nghiệm được thể hiện trên hình 4.

Một số tác giả nước ngoài đã tiến hành thí nghiệm kết cấu dầm và bản bê tông cốt thép có gia cường sợi thép với các điều kiện về kích thước hình học, đặc trưng vật liệu, hàm lượng sợi và tải trọng khác nhau. Liqiu và Guofan (1987) đã tiến hành thí nghiệm kết cấu dầm nhịp giản đơn, chiều dài nhịp $L = 1.8$ m, kích thước tiết diện $b \times h = 120 \times 200$ mm, sử dụng sợi thép có dạng lượn sóng (crimped), kí hiệu mẫu lần lượt là 1FB1 và 2FB2 [7]. Khuntia và Goel (1999) cũng thí nghiệm kết cấu dầm nhịp giản đơn có chiều dài nhịp và kích thước tiết diện khác nhau, dùng 2L38×38×4.8 làm cốt thép dọc, sử dụng sợi thép có dạng uốn móc hai đầu (hooked-end) của hãng Dramix, kí hiệu mẫu là A và E [8]. Barros và Figueiras (1999) tiến hành thí nghiệm kết cấu bản làm việc một phương, chiều dài nhịp $L = 1.5$ m, kích thước bản 75×500×1800 mm, cốt thép theo phương chịu lực $d2.7@72.5$ và theo phương cấu tạo $d2.7@87.5$, sử dụng loại sợi thép Dramix ZX60/80, hàm lượng sợi thay đổi 0, 30, 45, 60 kg/m³, kí hiệu mẫu tương ứng là 0, 30, 45, 60

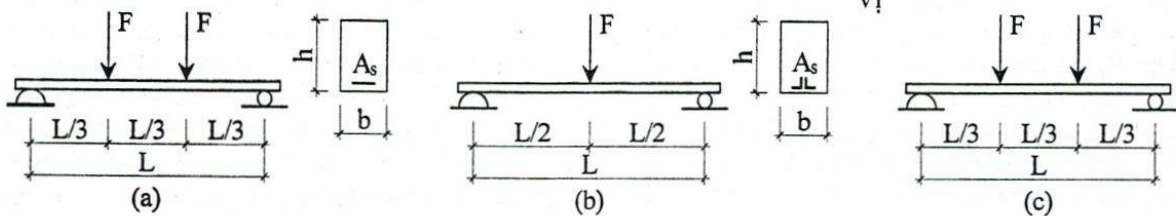
[9]. Hình 5 thể hiện các sơ đồ của thí nghiệm. Các kích thước hình học, đặc trưng vật liệu và

hàm lượng sợi thép của thí nghiệm được cho trong bảng 1.



Hình 3. Thí nghiệm uốn bản 70· 300· 650

Hình 4. Quan hệ giữa mômen và chuyển vị



Hình 5. Sơ đồ thí nghiệm của: (a) Liqiu [7] (b) Khuntia [8] (c) Barros [9]

Bảng 1. Số liệu thí nghiệm dầm và bản bê tông cốt thép có gia cường sợi thép

Mẫu	b (mm)	h (mm)	d (mm)	L (m)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)	L_f/d_f	V_f (%)	f'_c/f_t (MPa)	M_t (kNm)
A1	300	70	60	0.60	141	300	32	0.0	22.2/4.30	2.5
A2	300	70	60	0.60	141	300	32	0.4	23.7/4.76	2.8
A3	300	70	60	0.60	141	300	32	0.8	25.2/5.00	3.1
A4	300	70	60	0.60	141	300	32	1.1	25.9/5.33	3.4
1FB1	120	200	150	1.80	226	420	74	1.0	33.3/...	17.3
2FB2	120	200	150	1.80	226	420	74	2.0	45.0/...	20.0
A	152	203	154	1.12	684	331	60	1.0	37.0/...	34.2
E	178	260	211	2.21	684	331	60	1.0	31.0/...	49.2
0	500	75	71	1.50	40	560	75	0.0	65.8/...	2.6
30	500	75	71	1.50	40	560	75	0.4	61.5/...	3.4
45	500	75	71	1.50	40	560	75	0.6	59.9/...	4.0
60	500	75	71	1.50	40	560	75	0.8	59.1/...	5.3

Chú thích: f'_c xác định từ thí nghiệm nén mẫu hình trụ; f_t xác định từ thí nghiệm uốn mẫu dầm $100 \times 100 \times 400$ mm; M_t là mômen lớn nhất xác định từ thí nghiệm uốn như các sơ đồ ở hình 3 và hình 5.

3.2. Phân tích và nhận xét kết quả tính toán

Muốn xác định khả năng chịu uốn của tiết diện theo TCXDVN 356:2005 thì trước tiên

phải xác định các cường độ tính toán của vật liệu. Trong đó, cường độ chịu kéo tính toán sau khi nứt của bê tông cốt sợi thép, R_{pc} , được xác định theo công thức (9). Vấn đề cần giải quyết ở đây là xác định hệ số k_f sao cho kết quả tính toán khả năng chịu uốn của tiết diện theo phương pháp phát triển từ ACI 318-05 và phương pháp phát triển từ TCXDVN 356:2005 là hợp lý. Kết quả tính toán khả năng chịu uốn

của kết cấu bê tông cốt thép có gia cường sợi thép theo phương pháp bán thực nghiệm phát

triển từ tiêu chuẩn TCXDVN 356:2005 được trình bày trong bảng 2.

Bảng 2. Khả năng chịu uốn của kết cấu bê tông cốt thép có gia cường sợi thép theo phương pháp phát triển từ tiêu chuẩn TCXDVN 356:2005

Mẫu	M_n (kNm)	ϕM_n (kNm)	Khả năng chịu uốn của tiết diện, [M], theo hệ số k_f					
			0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
A1	2.4	2.1	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
A2	2.6	2.3	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9
A3	2.8	2.5	2.0	2.0	2.0	2.1	2.1	2.1
A4	3.0	2.7	2.1	2.1	2.2	2.2	2.3	2.3
1FB1	16.0	14.4	10.9	11.2	11.5	11.8	12.0	12.3
2FB2	21.0	18.9	13.6	14.3	14.9	15.5	16.2	16.8
A	32.3	29.1	22.5	22.8	23.0	23.3	23.5	23.7
E	47.7	43.0	33.4	33.9	34.4	34.8	35.3	35.7
0	1.6	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
30	3.4	3.0	2.1	2.3	2.4	2.6	2.8	2.9
45	4.2	3.8	2.5	2.7	3.0	3.2	3.5	3.7
60	5.0	4.5	2.9	3.2	3.5	3.9	4.2	4.5

Chú thích: M_n là mômen danh nghĩa tính theo công thức (10); $\phi = 0.9$ là hệ số giảm độ bền [2];

ϕM_n là mômen cho phép theo phương pháp phát triển từ ACI 318-05.

Bảng 3. So sánh khả năng chịu uốn cho phép theo phương pháp phát triển từ ACI 318-05 và phương pháp phát triển từ TCXDVN 356:2005

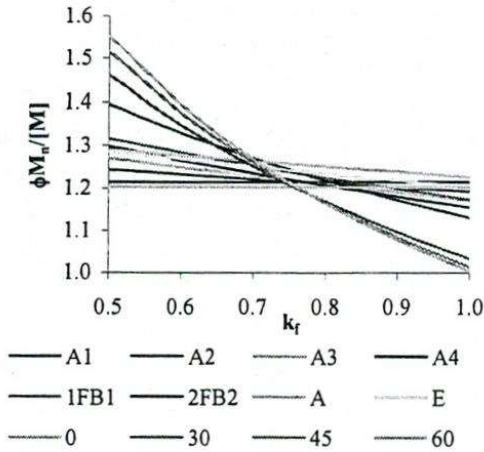
Mẫu	Tỉ số $\phi M_n/[M]$ theo hệ số k_f					
	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
A1	1.21	1.21	1.21	1.21	1.21	1.21
A2	1.24	1.23	1.22	1.21	1.20	1.19
A3	1.27	1.25	1.23	1.21	1.19	1.17
A4	1.30	1.27	1.24	1.21	1.18	1.15
1FB1	1.32	1.28	1.25	1.22	1.20	1.17
2FB2	1.40	1.33	1.27	1.22	1.17	1.13
A	1.29	1.28	1.26	1.25	1.24	1.23
E	1.29	1.27	1.25	1.23	1.22	1.20
0	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
30	1.46	1.35	1.25	1.17	1.10	1.03
45	1.51	1.38	1.26	1.17	1.08	1.01
60	1.55	1.39	1.27	1.16	1.08	1.00
Trung bình	1.34	1.29	1.24	1.21	1.17	1.14
Độ lệch chuẩn	0.12	0.06	0.02	0.03	0.06	0.08

Kết quả so sánh khả năng chịu uốn cho phép của tiết diện theo phương pháp phát triển từ ACI 318-05, ϕM_n , và phương pháp phát triển từ TCXDVN 356:2005, [M], được thể hiện trong bảng 3 và trên hình 6. Kết quả so sánh cho thấy giá trị ϕM_n lớn hơn 1.14-1.34

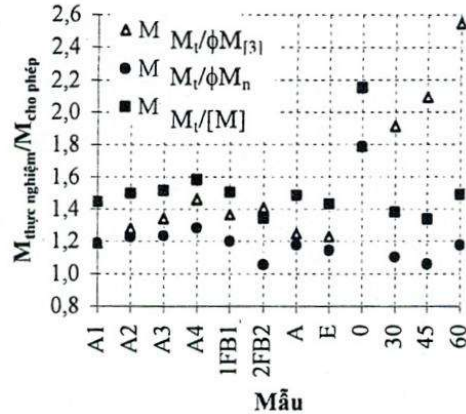
lần so với giá trị [M] tùy thuộc vào hệ số k_f . Trong nghiên cứu này, các tác giả kiến nghị chọn hệ số tương quan $k_f = 0.7-0.8$. Khi đó, sai số giữa hai phương pháp rất nhỏ, độ lệch chuẩn bằng 0.02-0.03, kết quả tính toán xem như hội tụ (hình 6).

Kết quả tính toán khả năng chịu uốn của tiết diện theo các phương pháp kiến nghị và kết quả thực nghiệm được tóm tắt trong bảng 4. Sự

so sánh giữa kết quả tính toán với kết quả thực nghiệm được thể hiện trên hình 7.



Hình 6. Quan hệ giữa $\phi M_n/[M]$ và k_r



Hình 7. So sánh mômen thực nghiệm với mômen cho phép

Bảng 4. So sánh kết quả thực nghiệm với kết quả tính theo các phương pháp

Mẫu	M_t (kNm)	$M_{[3]}$ (kNm)	M_n (kNm)	$[M]$ (kNm)	$M_t/M_{[3]}$	M_t/M_n	$M_t/\phi M_{[3]}$	$M_t/\phi M_n$	$M_t/[M]$
A1	2.5	2.4	2.4	1.8	1.07	1.07	1.19	1.19	1.44
A2	2.8	2.5	2.6	1.9	1.15	1.10	1.28	1.23	1.50
A3	3.1	2.5	2.8	2.0	1.21	1.11	1.34	1.23	1.52
A4	3.4	2.6	3.0	2.2	1.31	1.15	1.46	1.28	1.58
1FB1	17.3	14.1	16.0	11.5	1.23	1.08	1.36	1.20	1.51
2FB2	20.0	15.8	21.0	14.9	1.27	0.95	1.41	1.06	1.34
A	34.2	30.5	32.3	23.0	1.12	1.06	1.25	1.18	1.49
E	49.2	44.5	47.7	34.4	1.11	1.03	1.23	1.15	1.43
0	2.6	1.6	1.6	1.2	1.61	1.61	1.79	1.79	2.15
30	3.4	1.9	3.4	2.4	1.72	0.99	1.91	1.10	1.38
45	4.0	2.1	4.2	3.0	1.88	0.95	2.09	1.06	1.34
60	5.3	2.3	5.0	3.5	2.29	1.06	2.55	1.18	1.49
Trung bình	1.41	1.10	1.57	1.22	1.51
Độ lệch chuẩn	0.38	0.17	0.42	0.19	0.21

Chú thích: M_t là mômen thực nghiệm; $M_{[3]}$ là mômen danh nghĩa tính theo ACI 544.4R.88; ϕM_n là mômen cho phép theo phương pháp phát triển từ ACI 318-05; $[M]$ là mômen cho phép tính theo phương pháp phát triển từ TCXDVN 356:2005 với $k_r = 0.7$.

Khi so sánh hàm lượng sợi thép thay đổi trong khoảng 30–90 kg/m³ (các bản A2, A3, A4) với bản bê tông cốt thép thường (bản A1, 0 kg/m³), cường độ chịu nén tăng 7–17%, cường

độ chịu kéo khi uốn tăng 11–24%, dẫn đến khả năng chịu uốn bản sàn tăng 11–34%.

Mômen thực nghiệm có giá trị lớn hơn mômen danh nghĩa. So với mômen thực nghiệm, mômen danh nghĩa tính theo phương pháp đề nghị có sai số trung bình là 10% và có độ lệch chuẩn là 0.17; mômen danh nghĩa tính theo phương pháp ACI 544.4R.88 có sai số trung bình là 41% và có độ lệch chuẩn là 0.38.

So với thực nghiệm, các phương pháp tính toán khả năng chịu uốn của kết cấu bê tông cốt

thép có gia cường sợi thép cho kết quả có độ an toàn cao. Hệ số an toàn tương ứng với phương pháp ACI 544.4R.88, phương pháp phát triển từ ACI 318-05 và phương pháp phát triển từ TCXDVN 356:2005 lần lượt là 1.57, 1.22 và 1.51. Trong đó, phương pháp phát triển từ ACI 318-05 có độ lệch chuẩn là 0.19, nhỏ hơn so với hai phương pháp còn lại.

5. KẾT LUẬN

Hai phương pháp bán thực nghiệm đã được kiến nghị để tính toán khả năng chịu uốn của kết cấu bê tông cốt thép có gia cường sợi thép. Các phương pháp này được phát triển trên cơ sở tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép ACI 318-05 và TCXDVN 356:2005. Kết quả tính toán phù hợp với kết quả thực nghiệm

cho thấy các phương pháp này có độ tin cậy cao.

Hệ số tương quan cường độ chịu kéo sau khi nứt của bê tông cốt sợi thép giữa hai phương pháp, k_f , được đề nghị chọn trong khoảng 0.7-0.8. Giá trị khả năng chịu uốn cho phép của tiết diện khi tính theo hai phương pháp chênh lệch nhau khoảng 20%.

Hiện nay, việc nghiên cứu ứng dụng vật liệu bê tông cốt sợi thép tại Việt Nam ở mức độ khảo sát thực nghiệm gia cường kết cấu bê tông cốt thép là khá mới mẻ, hiện đại. Kết quả khảo sát thực nghiệm và việc phát triển lý thuyết tính toán kết cấu bê tông cốt thép có gia cường cốt sợi nói chung và sợi thép nói riêng tương thích với các tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép hiện hành có giá trị thực tiễn cao và hữu ích cho người kỹ sư thiết kế.

FLEXURAL STRENGTH OF STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE

Ho Duc Duy, Ho Huu Chinh, Bui Cong Thanh
University of Technology, VNU-HCM

ABSTRACT: Addition of discrete steel fibers to concrete enhances its properties, especially in the areas of serviceability and toughness. In this paper, two semi-empirical methods developed from ACI 318-05 and TCXDVN 356:2005 are proposed to calculate the flexural strength of structures reinforced with both conventional steel bars and steel fibers for analysis and design purposes. The analytical and experimental results are discussed.

Keywords: reinforced concrete, steel fiber, flexural strength, testing, structural design.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. ACI Committee 544 Report. *ACI 544.1R.96: State-of-the-art report on fiber reinforced concrete*. American Concrete Institute, Farmington Hills, (2001).
- [2]. ACI Committee 318 Report. *ACI 318M-05: Building code requirements for structural concrete*. American Concrete Institute, Farmington Hills, (2005).
- [3]. Tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam. *TCXDVN 356:2005. Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép. Tiêu chuẩn thiết kế*. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội, (2005).
- [4]. ACI Committee 544 Report. *ACI 544.4R.88: Design consideration for steel fiber reinforced concrete*. American Concrete Institute, Farmington Hills, (2001).
- [5]. Lok T. S., Xiao J. R. *Flexural strength assessment of steel fiber reinforced concrete*. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 11, No. 3, pp. 118-196, (1999).
- [6]. Khaloo A. R., Afshari M. *Flexural behavior of small steel fibre reinforced*

- concrete slabs*. Cement & Concrete Composites, Vol. 27, pp. 141–149, (2005).
- [7]. Ezeldin A. S., Shial T. W. *Analytical immediate and long-term deflections of fiber reinforced concrete beams*. Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 4, pp. 727–738, (1995).
- [8]. Khuntia M., Goel S. G. *Experimental study of FRC encased steel joist composite beams*. Journal of Structural Engineering, Vol. 125, No. 5, pp. 495–502, (1999).
- [9]. Barros J. A. O., Figueiras J. A. *Flexural behavior of SFRC: Testing and modeling*. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 11, No. 4, pp. 331–339, (1999).