

Biến dạng co ngót dọc trục của cột bê tông cốt thép chịu tải trọng dài hạn

Axial Deformation Of Reinforced Concrete Column Under Sustained Load

Ngày nhận bài: 23/02/2015

Ngày sửa bài: 7/10/2015

Ngày chấp nhận đăng: 13/12/2015

Trần Ngọc Long, Nguyễn Bá Thạch
Phan Quang Minh

TÓM TẮT

Bài báo trình bày công thức tính biến dạng co ngót của cột bê tông cốt thép (BTCT) theo hàm lượng cốt thép. Theo công thức này, hàm lượng cốt thép cột 1.17% sẽ làm giảm 23.6% biến dạng co ngót tự do của bê tông B30, phù hợp với kết quả thực nghiệm là 24.3% [2].

Bài báo cũng đề xuất quy trình phân tích biến dạng co ngót của cột bê tông cốt thép theo thời gian với mô hình từ biến của Samra [7] và biến dạng co ngót theo công thức trên. Quy trình này dễ sử dụng và có thể áp dụng với tiêu chuẩn thiết kế bất kỳ.

Từ khóa: cột BTCT, biến dạng dọc trục, co ngót, từ biến, hàm lượng cốt thép, mô đun hiệu quả

ABSTRACT

This paper presents a approach for the evaluation of the effects of steel ration on shrinkage of column's concrete. With steel ratio of 1.17% , the results of the theoretical approach will reduce free shrinkage 23.6%, correlate well with experimental tests 24.3% [2].

The procedure of prediction RC column axial deformations is proposed with Samra's creep model [7] and above present shrinkage model. It's convenient to use and applied to any code.

Key words: RC columns, axial deformations, shrinkage , creep, reinforcement ratio, effective modulus

ThS. Trần Ngọc Long – Đại học Vinh

ThS. Nguyễn Bá Thạch – Sở Xây dựng Gia Lai

GS.TS. Phan Quang Minh – Trường Đại học Xây dựng

1. Đặt vấn đề

Biến dạng co ngót khác nhau giữa các cấu kiện cột, vách BTCT trong kết cấu nhà nhiều tầng do tác dụng của tải trọng, từ biến và co ngót của bê tông sẽ tạo ra sự phân bố lại nội lực giữa cột, vách, dầm và gây ra nứt vỡ cho các cấu kiện không chịu lực (vách ngăn, tường kính...). Do vậy, hiện tượng co ngót cột cần được xem xét trong quá trình thiết kế, thi công của các công trình có số tầng lớn. Quy trình tính toán biến dạng của cột chịu tải trọng dài hạn là khá phức tạp với nhiều thông số liên quan đến mô hình từ biến, co ngót của bê tông cũng như phương pháp phân tích.

Biến dạng của bê tông $\varepsilon_c(t)$ tại thời điểm t được biểu diễn theo công thức sau [3, 4]):

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_e(t) + \varepsilon_{cr}(t) + \varepsilon_{sh}(t) \quad (1)$$

$\varepsilon_e(t)$ - biến dạng đàn hồi tức thời của bê tông;

$\varepsilon_{cr}(t)$ - biến dạng do từ biến của bê tông tại thời điểm t ;

$\varepsilon_{sh}(t)$ - biến dạng do co ngót của bê tông tại thời điểm t .

Phương trình (1) gồm 2 thành phần, biến dạng phụ thuộc vào tải trọng tác dụng (tại thời điểm t_0 với ứng suất dài hạn $f_c(t_0)$) và biến dạng co ngót không phụ thuộc vào tải trọng [3, 4, 7]. Phương trình (1) có thể viết thành:

$$\varepsilon_c(t) \approx \frac{f_c(t_0)}{E_e(t, t_0)} + \varepsilon_{sh}(t) \quad (2)$$

$E_e(t, t_0)$ - mô đun hiệu quả:

$$E_e(t, t_0) = \frac{E_c(t_0)}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (3)$$

$E_c(t_0)$ - mô đun đàn hồi của bê tông tại thời điểm đặt tải t_0 ;

$\varphi(t, t_0)$ - hệ số từ biến của bê tông tại thời điểm t .

Để tính toán biến dạng co ngót của cột theo thời gian theo phương trình (1), (2) cần xây dựng mô hình từ biến, co ngót của bê tông và sử dụng phương pháp phân tích tiết diện bê tông cốt thép. Các mô hình từ biến và co ngót của bê tông được đề xuất trong hầu hết các tiêu chuẩn hiện hành (ACI209, EC2, CEB-FIP...) [3, 4]. Các phương pháp phân tích được sử dụng rộng rãi như phương pháp mô đun hiệu quả EMM (effective modulus method), phương pháp mô đun hiệu quả cải tiến AEMM (age-adjusted effective modulus method) [4]. Quy trình dự báo biến dạng co ngót của cột là phức tạp với nhiều thông số về vật liệu, quy trình thi công, độ ẩm tương đối..., do đó khó áp dụng trong thực tế thiết kế, thi công nếu không có các phần mềm chuyên dụng (như MIDAS).

Để đơn giản hoá quy trình tính toán có thể phân tích riêng biệt biến dạng từ biến và biến dạng co ngót của bê tông và sử dụng nguyên lý cộng tác dụng. Nguyên lý này dựa trên giả thiết vật liệu đàn hồi và điều này có

thể chấp nhận được do ứng suất nén của bê tông cột trong giai đoạn sử dụng là khá nhỏ so với cường độ nén của bê tông [4, 7].

2. Biến dạng co ngót của cột bê tông cốt thép

Mô hình co ngót của bê tông theo thời gian trong hầu hết các tiêu chuẩn là biến dạng co ngót tự do. Ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép được xét đến khi phân tích tiết diện của cấu kiện. Theo mô hình co ngót của bê tông CEB [5], ảnh hưởng của cốt thép dọc được xét đến thông qua hệ số k_p :

$$\varepsilon_{sh,s} = k_p \varepsilon_{sh} \quad (4)$$

với

$$k_p = \frac{1}{1 + 20\mu} \quad (5)$$

ε_{sh} - biến dạng co ngót tự do của bê tông khi không có cốt thép;

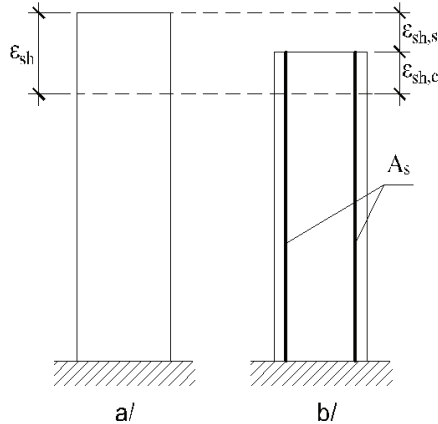
$\varepsilon_{sh,s}$ - biến dạng co ngót của bê tông khi có cốt thép dọc với hàm lượng μ .

Trong [9] đề xuất công thức thực nghiệm:

$$\varepsilon_{sh,s} = \varepsilon_{sh} 10^{-10\mu} \quad (6)$$

Các công thức trên khá đơn giản, cho phép tính toán trực tiếp biến dạng co ngót của cột BTCT, tuy nhiên chưa xét đến tính chất cơ lý của vật liệu bê tông. Điều này có thể dẫn đến sai số lớn khi trong kết cấu nhà nhiều tầng, xu hướng là sử dụng bê tông cường độ cao cho các cấu kiện cột, vách.

Xét cột bê tông cốt thép có cốt thép bố trí đối xứng (hình 1).



Hình 1. Biến dạng của cột bê tông cốt thép do co ngót

a/ Biến dạng co ngót tự do của bê tông; b/ Biến dạng co ngót của bê tông cột có cốt thép

Khi không có cốt thép, biến dạng co ngót tự do của bê tông của cột là $\varepsilon_{sh}(t)$. Cốt thép dọc chống lại sự co của bê tông với biến dạng

$\varepsilon_{sh,s}(t)$, gây ra ứng suất nén trong cốt thép (hình 1).

Biến dạng co ngót của bê tông khi có cốt thép là:

$$\varepsilon_{sh,c}(t) = \varepsilon_{sh}(t) - \varepsilon_{sh,s}(t) \quad (7)$$

Ứng suất kéo của bê tông $f_{ct}(t)$ là:

$$f_{ct}(t) = E_{ct}(t) \varepsilon_{sh,c}(t) \quad (8)$$

Ứng suất nén của cốt thép là:

$$f_{sc}(t) = E_s \varepsilon_{sh,s}(t) \quad (9)$$

Hợp lực của ứng suất trong bê tông và cốt thép là những lực nội tại và tự cân bằng:

$$f_{ct}(t) A_c = f_{sc}(t) A_s \quad (10)$$

Trong đó:

$E_{ct}(t)$ - mô đun biến dạng của bê tông khi kéo tại thời điểm t .

E_s - mô đun đàn hồi của thép;

A_s - diện tích tiết diện cốt thép dọc;

A_c - diện tích bê tông tiết diện cột;

Theo mô hình co ngót bê tông của Park & Paulay [6] và EC-2 [4], giá trị $E_{ct}(t)$ được thay thế bằng E_{eff} :

$$E_{eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi_0} \quad (11)$$

với: E_c - mô đun đàn hồi của bê tông (ngày 28);

$$\varphi_0 = \varphi(\infty, 28)$$

Theo ACI 435 Method [1]:

$$E_{eff} = \frac{E_c}{1 + \lambda \varphi_0} \quad (12)$$

λ - hệ số già: $0.6 \leq \lambda \leq 0.9$. Hệ số này được lấy phụ thuộc vào thời gian tác dụng của tải trọng và hệ số từ biến của bê tông, tuy nhiên trong phân tích kết cấu bê tông cốt thép, có thể lấy giá trị trung bình cho mọi trường hợp $\lambda = 0.8$ [4, 7].

Hiện nay, yếu tố già của vật liệu thường được xét đến trong các phương pháp phân tích hiện đại như AEMM và là sự cải tiến đáng kể so với các phương pháp khác. Vì vậy E_{eff} được lựa chọn xác định theo công thức (12). Ta có:

$$\varepsilon_{sh,s}(t) (E_{eff} A_c + E_s A_s) = \varepsilon_{sh}(t) E_{eff} A_c \quad (13)$$

Biến dạng do co ngót của cột bê tông cốt thép là:

$$\varepsilon_{sh,s}(t) = \frac{\varepsilon_{sh}(t) E_{eff} A_c}{E_{eff} A_c + E_s A_s} = \frac{\varepsilon_{sh}(t)}{1 + n\mu(1 + 0.8\varphi_0)} \quad (14)$$

$$\varepsilon_{sh,s}(t) = k_s \varepsilon_{sh}(t) \quad (15)$$

với:

$$\mu = \text{hàm lượng cốt thép dọc của cột, } \mu = \frac{A_s}{A_c} (\%);$$

$$n = E_s / E_c$$

k_s - hệ số xét đến ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép đến biến dạng co ngót của bê tông:

$$k_s = \frac{1}{1 + n\mu(1 + 0.8\varphi_0)} \quad (16)$$

Có thể thấy công thức (5) là trường hợp riêng của công thức (16), trong đó giá trị $n(1 + 0.8\varphi_0)$ được thay thế bằng 20. Trên bảng 1 so sánh kết quả của biểu thức $n(1 + 0.8\varphi_0)/20$ với giá trị φ_0 lấy theo cấp bền nén của bê tông với độ ẩm (40-75)% [11]. Trường hợp bê tông có cấp độ bền B25, $n(1 + 0.8\varphi_0) = 20$.

Bảng 1. So sánh công thức (16) và giá trị gần đúng theo CEB [5]

	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50
$\frac{n(1 + 0.8\varphi_0)}{20}$	1.62	1.20	1.00	0.87	0.78	0.70	0.65	0.58

So sánh với kết quả thực nghiệm

Trong [2] trình bày kết quả nghiên cứu thực nghiệm về biến dạng co ngót của cột BTCT thực hiện tại Đại học Tổng hợp Quốc gia Togliatti (Russia). Tiến hành thí nghiệm với 2 tổ mẫu có kích thước 15x15x60 cm với cấp độ bền nén của bê tông là B30. Tổ mẫu 2 (BTCT) được bố trí 1Ø20 A400 tại trọng tâm tiết diện cột (hàm lượng cốt thép 1.17%). Biến dạng co ngót của bê tông đo tại thời điểm 135 ngày sau khi đổ bê tông. Từ kết quả thực nghiệm tính k_s^{TN} và so sánh với k_s^T theo công thức (16), giá trị được thể hiện trên bảng 2. Có thể thấy hệ số xác định theo công thức (16) cho kết quả khá phù hợp với kết quả thực nghiệm.

Bảng 2. So sánh hệ số k_s với kết quả thực nghiệm k_s^{TN}

$\varepsilon_{sh} 10^5$ Tổ mẫu 1	$\varepsilon_{sh} 10^5$ Tổ mẫu 2	k_s^{TN}	k_s^{TT}
37	28	0.757	0.764

Như vậy, để tính biến dạng co ngót của cột bê tông cốt thép theo thời gian, sử dụng công thức (14) và áp dụng tiêu chuẩn thiết kế phù hợp để tính biến dạng co ngót tự do của bê tông ở thời điểm bất kỳ.

3. Biến dạng từ biến của cột bê tông cốt thép

Có thể sử dụng các phương pháp khác nhau để phân tích biến dạng từ biến của cột bê tông cốt thép. Mô hình từ biến của Samra [7] được đơn giản hoá so với AEMM cho kết quả tính toán khá phù hợp với kết quả đo tại hiện trường. Một trong những ưu điểm nổi bật của mô hình từ biến này là đưa ra kết quả trực tiếp nhưng có kết quả tương tự theo quy trình phân tích lập. Bên cạnh đó mô hình không yêu cầu quá nhiều các dữ liệu đầu vào về từ biến, tiết diện và các đặc trưng cơ lý của vật liệu. Điều này giúp cho phương pháp này dễ sử dụng trong các bài toán thiết kế. Mô hình tuy không đề cập đến biến dạng co ngót, tuy nhiên kết quả có thể cộng tác dụng trực tiếp với kết quả từ mô hình co ngót [7].

Phương trình (1) khi không xét đến biến dạng co ngót được viết thành:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{f_{ct}}{E_c}(1 + \varphi_t) - \frac{f_{ct} - f_{ct}}{E_c}(1 + 0.8\varphi_t) \quad (17)$$

trong đó:

φ_t - hệ số từ biến tại thời điểm t: $\varphi_t = \varphi(t, 28)$;

f_{ct} - ứng suất nén ban đầu của bê tông cột do tải trọng P.

f_{ct} - ứng suất bê tông cột tại thời điểm t.

Phương trình (17) về thực chất là phương trình riêng của AEMM, trong đó hệ số già $\lambda = 0.8$, tương tự mô hình co ngót đã trình bày ở trên. Biến dạng của cột bê tông cốt thép do tải trọng dài hạn P được xác định trực tiếp từ (17) như sau:

$$\varepsilon_s(t) = \frac{f_{st}}{E_s} \quad (18)$$

$$f_{st} = n f_{ct} \left[(1 - 0.8)\varphi_t + \frac{f_{ct}}{f_{ct}}(1 + 0.8\varphi_t) \right] \quad (19)$$

$$f_{ct} = f_{ct} \left[\frac{(1 - \mu) + n(1 - 0.2\varphi_t)\mu}{(1 - \mu) + n(1 + 0.8\varphi_t)\mu} \right] \quad (20)$$

$$f_{ct} = \frac{P}{A_c + nA_s} \quad (21)$$

Biến dạng dài hạn của cột do từ biến và co ngót tại thời điểm t là:

$$\varepsilon_{col}(t) = \varepsilon_s(t) + \varepsilon_{sh,s}(t) \quad (22)$$

trong đó $\varepsilon_{sh,s}(t)$ được xác định từ công thức (15), (16).

Biến dạng đàn hồi của cột ε_{ci} :

$$\varepsilon_{ci} = \frac{n f_{ct}}{E_s} \quad (23)$$

Quy trình phân tích biến dạng cột bê tông cốt thép theo thời gian (công thức (18)), là khá đơn giản và có thể áp dụng tiêu chuẩn thiết kế bất kỳ. Với các tiêu chuẩn khác nhau, sự khác biệt chỉ ở việc tính toán biến dạng co ngót tự do và hệ số từ biến của bê tông. Quy trình này được minh hoạ qua thí dụ tính toán sau.

Thí dụ tính toán:

Cột bê tông cốt thép với chiều cao tầng $h = 4m$, tiết diện cột $300 \times 500mm$, hàm lượng cốt thép 2%, chịu lực nén dài hạn $P = 1200 KN$. Bê tông B40, $n=5,56$. Độ ẩm tương đối 60%. Độ sụt của bê tông 10cm.

Co ngắn đàn hồi của cột:

Ứng suất ban đầu của cột:

$$f_{ci} = \frac{P}{A_c + nA_s} = 7.34MPa$$

Biến dạng đàn hồi của cột:

$$\varepsilon_{ci} = \frac{n f_{ci}}{E_s} = 0.0002$$

Co ngắn đàn hồi của cột là:

$$\Delta_i = \varepsilon_{ci} h = 0.8mm$$

Co ngắn dài hạn của cột:

Sử dụng tiêu chuẩn Nga [10, 11], ta có $\varepsilon_{sh}(\infty) = 0.000204$,

$$\varphi_0 = \varphi_t = 1.9$$

$$k_s = \frac{1}{1 + n\mu(1 + 0.8\varphi_0)} = 0.772$$

Biến dạng co ngót của cột (công thức (15)):

$$\varepsilon_{sh,s}(\infty) = k_s \varepsilon_{sh}(\infty) = 0.000185$$

Tính biến dạng từ biến của cột:

$$f_{ct} = f_{ci} \left[\frac{(1 - \mu) + n(1 - 0.2\varphi_t)\mu}{(1 - \mu) + n(1 + 0.8\varphi_t)\mu} \right] = 6.1MPa$$

$$f_{st} = n f_{ci} \left[(1 - 0.8)\varphi_t + \frac{f_{ct}}{f_{ci}}(1 + 0.8\varphi_t) \right] = 84.17MPa$$

$$\varepsilon_s = \frac{f_{st}}{E_s} = 0.00042$$

Co ngắn dài hạn của cột là:

$$\Delta_i = (\varepsilon_s + \varepsilon_{sh,s}) h = 2.42mm$$

4. Kết luận:

Dự báo biến dạng co ngắn của cột bê tông cốt thép cần thiết phải được xem xét trong quá trình thiết kế và thi công các công trình nhà cao tầng và siêu cao tầng nhằm hạn chế các nội lực thứ cấp và biến dạng bất lợi (nứt, võ) cho các cấu kiện không chịu lực (vách ngăn, tường kính...). Bài báo trình bày việc phân tích biến dạng co ngắn của cột bê tông cốt thép chịu tác dụng của tải trọng dài hạn với quy trình dễ sử dụng và có thể áp dụng với tiêu chuẩn thiết kế bất kỳ. Để đáp ứng nhu cầu cầu cầu thiết kế kết cấu nhà nhiều tầng với số lượng và quy mô ngày càng tăng ở Việt nam, cần thiết phải có các nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm để xây dựng các mô hình co ngót và từ biến của bê tông phù hợp với điều kiện khí hậu và tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép hiện hành.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. ACI 435R-95. Control of Deflection in Concrete Structures, 2003.
2. Erishev V.A. Shrink deformation in concrete and RC elements. Известия КГАСУ "Строительные конструкции, здания и сооружения" № 4(22), 2012.
3. Fintel M., Ghosh S.K., Lyengar H. Column shortening in tall structures. Prediction and compensation. PCA, 1987.
4. Gilbert, R.I., Ranzi G. Time-dependent behaviour of concrete structures, Spon Press, 2011.
5. Manoilov L. Stomanobeton. Technica, Sofia, 1991.
6. Park, R., and Paulay, T. Reinforced concrete structures. John Wiley and Sons. N.Y., 1975.
7. Samra R.M. "Creep model for reinforced concrete columns", J. Am. Concrete Inst. ", 1989, 86(1), 77-82.
8. Phan Quang Minh (chủ biên). Kết cấu bê tông cốt thép- cấu kiện cơ bản. Nhà xuất bản KHKT, Hà Nội, 2012.
9. Грушевский Г.М. Железобетонные конструкции, Нижний Новгород, 2006.
10. НИИЖБ. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций, М.: Стройиздат, 1988
11. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003, Москва, 2012.