PiStructure 2025

Phần mềm

Hướng dẫn thiết kế bê tông cốt thép

PiStructure

Hướng dẫn thiết kế bê tông cốt thép

PiStructure 2025

Bản quyền

Copyright © PiStructure

Đã đăng ký Bản quyền.

PiStructure Beam là nhãn hiệu đã đăng ký của PiStructure.

Chương trình máy tính PiStructure Beam và tất cả các tài liệu liên quan đều là sản phẩm độc quyền và có bản quyền. Quyền sở hữu trên toàn thế giới thuộc về PiStructure. Việc sử dụng trái phép các chương trình này hoặc sao chép tài liệu dưới bất kỳ hình thức nào mà không có sự cho phép trước bằng văn bản của PiStructure, đều bị nghiêm cấm.

Không phần nào của ấn phẩm này có thể được sao chép hoặc phân phối dưới bất kỳ hình thức nào hoặc bằng bất kỳ phương tiện nào, hoặc được lưu trữ trong cơ sở dữ liệu hoặc hệ thống truy xuất mà không có sự cho phép rõ ràng trước bằng văn bản của nhà xuất bản.

Thông tin thêm và bản sao của tài liệu này có thể được lấy từ:

PiStructure software,

http://www.pistructure.vn/

info@pistructure.vn (for general information & technical support)

TUYÊN BỐ MIỄN TRỪ TRÁCH NHIỆM

THỜI GIAN, CÔNG SỨC VÀ CHI PHÍ ĐÁNG KỂ ĐÃ ĐƯỢC DÀNH CHO VIỆC PHÁT TRIỂN VÀ THỬ NGHIỆM PHẦN MỀM NÀY. TUY NHIÊN, NGƯỜI DÙNG CHẤP NHẬN VÀ HIỂU RẰNG KHÔNG CÓ BẢO ĐẢM NÀO ĐƯỢC NHÀ PHÁT TRIỂN HOẶC NHÀ PHÂN PHỐI THỂ HIỆN HAY NGỤ Ý VỀ TÍNH CHÍNH XÁC HOẶC ĐỘ TIN CẬY CỦA SẢN PHẨM NÀY.

SẢN PHẨM NÀY LÀ MỘT CÔNG CỤ THIẾT THỰC VÀ MẠNH MẼ CHO THIẾT KẾ KẾT CẤU. TUY NHIÊN, NGƯỜI DÙNG PHẢI HIỂU RÕ RÀNG CÁC GIẢ ĐỊNH CƠ BẢN CỦA CÁC THUẬT TOÁN THIẾT KẾ, PHÂN TÍCH VÀ MÔ HÌNH HÓA PHẦN MỀM VÀ BÙ ĐẮP CHO CÁC KHÍA CẠNH KHÔNG ĐƯỢC GIẢI QUYẾT.

THÔNG TIN DO PHẦN MỀM TẠO RA PHẢI ĐƯỢC KIỂM TRA BỞI MỘT KỸ SƯ CÓ TRÌNH ĐỘ VÀ KINH NGHIỆM. KỸ SƯ PHẢI XÁC MINH ĐỘC LẬP KẾT QUẢ VÀ CHỊU TRÁCH NHIỆM NGHỀ NGHIỆP VỀ THÔNG TIN ĐƯỢC SỬ DỤNG.

Contents

1. Thiết kế theo TCVN 5574-2018 7
1.1. Các tổ hợp tải trọng thiết kế 7
1.2. Thiết kế dầm 7
1.2.1. Thiết kết cốt thép chịu uốn 7
1.2.1.1. Xác định mô men tính toán 7
1.2.1.2. Xác định cốt thép chịu uốn yêu cầu 8
1.2.1.3. Hàm lượng cốt thép tối thiểu và tối đa 10
1.2.2. Thiết kết cốt thép chịu cắt 10
1.2.2.1. Xác định lực cắt tính toán 11
1.2.2.2. Xác định khả năng chịu cắt của bê tông 11
1.2.2.3. Xác định diện tích cốt thép chịu cắt yêu cầu 12
1.2.3. Thiết kết cốt thép chịu xoắn 12
1.2.3.1. Xác định mô men xoắn tính toán 12
1.2.3.2. Xác định cốt thép chịu xoắn thuần túy 13
1.2.3.3. Xác định cốt thép chịu xoắn uốn đồng thời 16
1.2.3.4. Xác định cốt thép chịu xoắn cắt đồng thời 16
1.3. Thiết kế cột 17
1.3.1. Xác định tải trọng tác dụng 17
1.3.2. Độ lệch tâm ngẫu nhiên 18
1.3.3. Chiều dài tính toán (Effective length) 19
1.3.4. Hệ số uốn dọc 19
1.3.4.1. Độ cứng tổng hợp Dx, Dy 20
1.3.4.2. Mô men quán tính tiết diện bê tông I_{bx}, I_{by} 20
1.3.4.3. Mô men quán tính thép I_{sx}, I_{sy} 21
1.3.4.4. Độ lệch tâm sau khi kể đến ảnh hưởng của uốn dọc cấu kiện 21
1.3.5. Moment thứ cấp do lực dọc 21
1.3.6. Xác định mô men thiết kế 21
1.3.7. Xây dựng biểu đồ tương tác để kiểm tra với tải trọng tác dụng 22
2. Thiết kế theo Eurocode 2-2004 24
2.1. Các tổ hợp tải trọng thiết kế 24
2.2. Giới hạn độ bền của vật liệu 24
2.3. Các hệ số an toàn từng phần 25
2.4. Thiết kế dầm 25
2.4.1. Thiết kết cốt thép chịu uốn 25
2.4.1.1. Xác định mô men tính toán 25

PiStructure

2.4.1.2. Xác định cốt thép chịu uốn yêu cầu....26
2.4.1.3. Hàm lượng cốt thép tối thiểu và tối đa....28
2.4.2. Thiết kết cốt thép chịu cắt....28
2.4.2.1. Xác định lực cắt tính toán....29
2.4.2.2. Xác định khả năng chịu cắt của bê tông....29
2.4.2.3. Xác định cốt thép chịu cắt yêu cầu....29
2.4.3. Thiết kết cốt thép chịu xoắn....30
2.4.3.1. Xác định mô men xoắn tính toán....30
2.4.3.2. Xác định các thuộc tính của tiết diện....30
2.4.3.3. Xác định khả năng chịu xoắn cực hạn....31
2.4.3.4. Xác định cốt thép chịu xoắn....32
2.5. Thiết kế cột....34
2.5.1. Xác định tải trọng tác dụng....34
2.5.2. Sai lệch hình học (Imperfections)....34
2.5.3. Xác định độ mảnh λ qua chiều dài tính toán (Effective length)....36
2.5.4. Giới hạn độ mảnh cho phép (λ_{lim})....38
2.5.5. Xác định mô men thiết kế M_{Ed} (Sử dụng phương pháp dựa trên độ cong danh đinh mục 5.8.8 EN1992-1-1)....39
2.5.6. Xây dựng biểu đồ tương tác để kiểm tra với tải trọng tác dụng....40
3. Thiết kế theo ACI 318-14....43
3.1. Các tổ hợp tải trọng thiết kế....43
3.2. Giới hạn độ bền của vật liệu....43
3.3. Các hệ số an toàn từng phần....43
3.4. Thiết kế dầm....43
3.4.1. Thiết kết cốt thép chịu uốn....43
3.4.1.1. Xác định mô men tính toán....44
3.4.1.2. Xác định cốt thép chịu uốn yêu cầu....44
3.4.1.3. Hàm lượng cốt thép tối thiểu và tối đa....46
3.4.2. Thiết kết cốt thép chịu cắt....46
3.4.2.1. Xác định lực cắt tính toán....47
3.4.2.2. Xác định khả năng chịu cắt của bê tông....47
3.4.2.3. Xác định diện tích cốt thép chịu cắt yêu cầu....47
3.4.3. Thiết kết cốt thép chịu xoắn....47
3.4.3.1. Xác định mô men xoắn tính toán....48
3.4.3.2. Xác định các thuộc tính của tiết diện....48
3.4.3.3. Xác định khả năng chịu xoắn cực hạn....49
3.4.3.4. Xác định cốt thép chịu xoắn....49

PiStructure

Tài liệu tham khảo 51

PiStructure

1. Thiết kế theo TCVN 5574-2018

1.1. Các tổ hợp tải trọng thiết kế

Các tổ hợp tải trọng thiết kế là các tổ hợp khác nhau của các trường hợp tải trọng mà kết cấu cần được thiết kế. Đối với TCVN 2737-2023, nếu một kết cấu chịu tĩnh tải (D), hoạt tải phương tiện giao thông và vật liệu, sản phẩm chất kho (L_A), hoạt tải phân bố đều nêu trong mục 8.3.1 TCVN 2737-2023 (L_B), gió (W) và động đất (E), đồng thời xem xét gió và lực động đất có thể đảo ngược, cần xem xét các tổ hợp tải trọng sau:

$\gamma_n(1.1D + 1.2L_A + 1.3L_B)$

$\gamma_n(1.1D \pm 1.2W)$

$\gamma_n[1.1D + 0.9 \times (1.2L_A + 1.3L_B \pm 2.1W)]$

$\gamma_n(D \pm 1.0E)$

$\gamma_n(D \pm 1.0E + 0.3L_A + 0.3L_B)$

Trong đó:

γ_n là hệ số tầm quan trọng của công trình, lấy theo bảng H.1 phụ lục H TCVN 2737-2023.

Bảng H.1 – Giá trị tối thiểu của hệ số tầm quan trọng γ_n

Cấp hậu quả của công trình	Mức độ quan trọng của công trình	Giá trị γ_n
C1	Thấp	0,87
C2	Trung bình	1,00
C3	Cao	1,15

CHÚ THÍCH: Đối với nhà cao trên 250 m và mái nhịp lớn (không có trụ trung gian) với nhịp lớn hơn 120 m thì hệ số γ_n lấy không nhỏ hơn 1,2.

PiStructure

1.2. Thiết kế dầm

1.2.1. Thiết kết cốt thép chịu uốn

Cốt thép chịu uốn trên và dưới dầm được thiết kế tại mỗi vị trí dọc theo dầm. Khi thiết kế cốt thép chịu uốn cho mô men chính của một dầm cụ thể, cho một vị trí cụ thể, cần thực hiện các bước sau:

- Xác định mô men tính toán.
- Xác định cốt thép chịu uốn yêu cầu.

1.2.1.1. Xác định mô men tính toán

Trong thiết kế cốt thép chịu uốn của dầm bê tông, dầm được thiết kế cho các mô men âm và dương lớn nhất thu được từ tất cả các tổ hợp tải trọng. Tính toán cốt thép dưới dầm dựa trên mômen dương của dầm. Tính toán cốt thép trên dựa trên mô men âm của dầm.

1.2.1.2. Xác định cốt thép chịu uốn yêu cầu

Trong quy trình thiết kế dầm chịu uốn, chương trình tính toán cả cốt thép chịu kéo và cốt thép chịu nén. Cốt thép chịu nén được thêm vào khi mô men thiết kế vượt quá khả năng chịu mô men lớn nhất của dầm chỉ có cốt thép chịu kéo. Người dùng có thể chọn tránh thêm cốt thép chịu nén bằng cách tăng chiều cao hữu hiệu của dầm, bề rộng hoặc cường độ của bê tông.

Quy trình thiết kế dựa trên khối ứng suất hình chữ nhật được đơn giản hóa như trong Hình 1-1. Diện tích khối ứng suất và chiều cao khối chịu nén lấy như sau:

$$F_c = R_b b x \qquad \text{(TCVN 5574 8.1.2.3.2)}$$

Trong đó x là chiều cao của vùng bê tông chịu nén, $\xi = x/h_0$ gọi là giá trị chiều cao tương đối của vùng chịu nén của bê tông.

Chiều cao tương đối giới hạn của vùng chịu nén của bê tông ξ_R, tại thời điểm khi trạng thái giới hạn của cấu kiện xảy ra đồng thời với việc ứng suất trong cốt thép chịu kéo đạt tới cường độ tính toán R_s:

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0.8}{1 + \varepsilon_{s,el}/\varepsilon_{b2}} \qquad \text{(TCVN 5574 8.1.2.2.3)}$$

Trong đó:

x_R là chiều cao giới hạn của vùng bê tông chịu nén

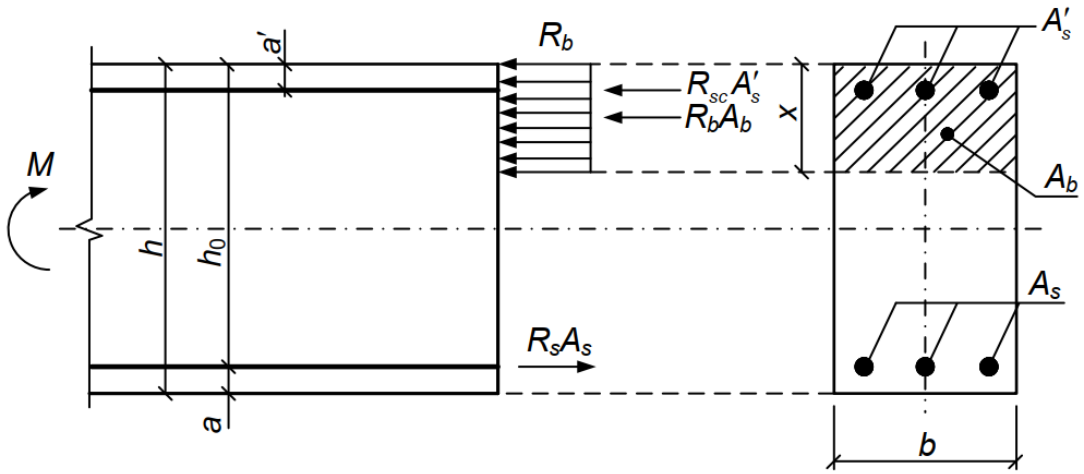
$\varepsilon_{s,el}$ là biến dạng tương đối của cốt thép chịu kéo khi ứng suất bằng R_s:

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} \qquad \text{(TCVN 5574 8.1.2.3.2)}$$

ε_{b2} là biến dạng tương đối của bê tông chịu nén khi ứng suất bằng R_b, lấy theo các chỉ dẫn trong TCVN 5574 6.1.4.2 khi có tác dụng ngắn hạn của tải trọng, được lấy như sau:

$\varepsilon_{b2} = 0.0035$, đối với bê tông có cấp độ bền chịu nén từ B60 trở xuống.

$\varepsilon_{b2} = 0.0033 \rightarrow 0.0028$, đối với bê tông có cấp độ bền chịu nén từ B70 đến B100.



PiStructure

Hình 1-1. Sơ đồ nội lực và biểu đồ ứng suất trong tiết diện thẳng góc với trục dọc cấu kiện bê tông cốt thép chịu uốn khi tính toán theo độ bền (TCVN 5574 5574:2018)

Giả định khả năng chịu mô men của dầm cốt thép đơn là $M = |M_u|$, dựa trên biểu đồ trên ta có:

$$M = F_c(h_0 - 0.5x) = R_b bx(h_0 - 0.5x)$$

Ta có phương trình bậc 2 biến x như sau:

$$x^2 - 2h_0 x + \frac{2M}{R_b b} = 0$$

Phương trình trên có nghiệm khi:

$$\Delta = h_0^2 - \frac{2M}{R_b b} \geq 0$$

Nghiệm x khi đó là:

$$x = h_0 - \left({h_0}^2 - \frac{2M}{R_b b}\right)^{0.5}$$

Lưu ý: khi $\Delta < 0$ tức là tiết diện không đủ khả năng chịu mô men và bị phá hoại, chương trình sẽ đưa ra thông báo phá hoại cho tiết diện và người dùng cần tăng chiều cao hữu hiệu của dầm, bề rộng hoặc cường độ của bê tông.

Ta có giá trị chịu cao tương đối của vùng chịu nén của bê tông:

$$\xi = \frac{x}{h_0}$$

So sánh ξ với ξ_R:

- Nếu ξ không lớn hơn ξ_R, ta có:

$$T_s = R_s A_s$$

$$M = T_s\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) \rightarrow A_{st} = \frac{M}{R_s\left(h_0 - \frac{x}{2}\right)}$$

- Nếu ξ lớn hơn ξ_R thì tiết diện cần thêm cốt thép chịu nén ở vùng bê tông chịu nén vì chỉ bê tông với vùng cao bằng x_R thôi thì không đủ, lúc này tính mô men theo trọng tâm của cốt thép chịu nén ta có:

$$M = \left[T_s(h_0 - a') - F_c\left(\frac{x_R}{2} - a'\right)\right]$$

$$\leftrightarrow M = \left[A_{st}R_s(h_0 - a') - R_b b x_R\left(\frac{x_R}{2} - a'\right)\right]$$

$$\rightarrow A_{st} = \frac{M + R_b b x_R\left(\frac{x_R}{2} - a'\right)}{R_s(h_0 - a')}$$

Tính diện tích thép chịu nén cần thiết:

$$R_{sc} = \min(R_{sc}, \varepsilon_{sc}E_s) = min\left(R_{sc}, \frac{\varepsilon_{b2}E_s(x_R - a')}{x_R}\right)$$

PiStructure

$C_s = R_{sc}A_{sc}$

Từ phương trình cân bằng ta có:

$$\sum C = \sum T \leftrightarrow F_c + C_s = T_s \leftrightarrow R_b b x_R + A_{sc}R_{sc} = R_s A_{st}$$

$$\rightarrow A_{sc} = \frac{R_b b x_R - A_{st}R_s}{R_{sc}}$$

1.2.1.3. Hàm lượng cốt thép tối thiểu và tối đa

Hàm lượng tối thiểu của cốt thép chịu uốn thớ chịu kéo, được yêu cầu trong tiết diện dầm chịu uốn là:

$$A_{s,min} = 0.001 b h_0 \qquad \text{(TCVN 5574 10.3.3.1)}$$

Đối với dầm có tính toán kháng chấn thì giá trị hàm lượng tối thiểu được quy định trong TCVN 5574 9386-2012.

Giới hạn trên của cốt thép thớ chịu kéo và thớ chịu nén, $A_{s,max}$, là 0.04 lần diện tích tiết diện nguyên.

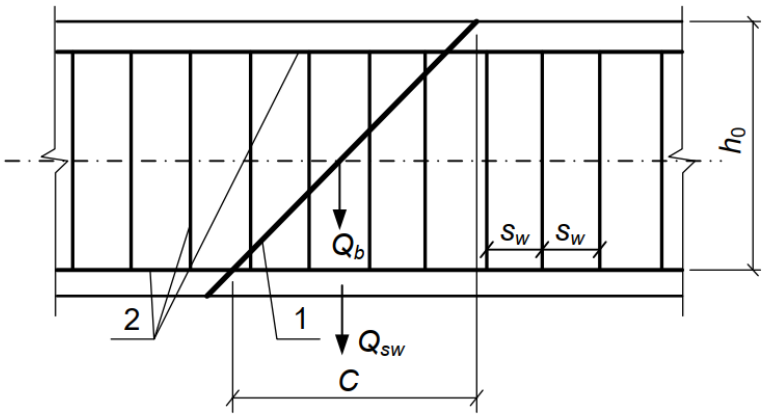
1.2.2. Thiết kết cốt thép chịu cắt

Cốt thép chịu cắt được thiết kế cho mỗi tổ hợp tải trọng tại mỗi vị trí dọc chiều dài dầm. Khi thiết kế cốt thép chịu cắt cho một dầm cụ thể, đối với một tổ hợp tải trọng cụ thể, tại một vị trí cụ thể chịu lực cắt chính của dầm, cần thực hiện các bước sau (TCVN 5574 8.1.3):

- Xác định lực cắt tính toán, Q.
- Xác định khả năng chịu cắt của bê tông, Q_b.
- Xác định cốt thép chịu cắt yêu cầu.

Tính toán cấu kiện bê tông cốt thép chịu uốn theo tiết diện nghiêng (Hình 1-2) được tiến hành theo điều kiện:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} \qquad \text{(TCVN 5574 8.1.3.3.1)}$$



CHÚ DẪN:

1 – Tiết diện nghiêng; 2 – Cốt thép.

PiStructure

Hình 1-2. Sơ đồ nội lực khi tính toán cấu kiện bê tông cốt thép theo tiết diện nghiêng chịu tác dụng của lực cắt (TCVN 5574 5574:2018)

1.2.2.1.Xác định lực cắt tính toán

Trong thiết kế cốt thép chịu cắt của dầm, lực cắt cho mỗi tổ hợp tải trọng tại một trạm dầm cụ thể có được bằng cách tính các lực cắt tương ứng cho các trường hợp tải trọng khác nhau với các hệ số tổ hợp tải trọng tương ứng.

1.2.2.2.Xác định khả năng chịu cắt của bê tông

Khả năng chịu cắt của bê tông, Q_b, được tính như sau:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C} \qquad \text{(TCVN 5574 8.1.3.3.1)}$$

Nhưng không lớn hơn $2.5 R_{bt} b h_0$ và không nhỏ hơn $0.5 R_{bt} b h_0$,

Trong đó:

φ_{b2} là hệ số, kể đến ảnh hưởng của cốt thép dọc, lực bám dính và đặc điểm trạng thái ứng suất của bê tông nằm phía trên vết nứt xiên, lấy bằng 1,5.

Lực cắt Q_{sw} đối với cốt thép ngang nằm vuông góc với trục dọc cấu kiện được xác định theo công thức:

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} C \qquad \text{(TCVN 5574 8.1.3.3.1)}$$

trong đó:

φ_{sw} là hệ số, kể đến sự suy giảm nội lực dọc theo chiều dài hình chiếu của tiết diện nghiêng C, lấy bằng 0.75;

q_{sw} là lực trong cốt thép ngang trên một đơn vị chiều dài cấu kiện, được xác định theo công thức:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w}$$

Cần tiến hành tính toán đối với một loạt tiết diện nghiêng, nằm dọc theo chiều dài cấu kiện, với chiều dài nguy hiểm nhất của hình chiếu tiết diện nghiêng C. Khi đó, chiều dài hình chiếu C trong công thức (91) lấy không nhỏ hơn h_0 và không lớn hơn $2h_0$.

$$Q_b + Q_{sw} = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C} + \varphi_{sw} q_{sw} C$$

Coi vế phải là một hàm số $y = f(C)$, đạo hàm hàm số $y = f(C)$, ta có:

$$f'(C) = -\frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C^2} + \varphi_{sw} q_{sw}$$

Hàm số $y = f(C)$ có giá trị nhỏ nhất khi $f'(C) = 0$, hay ta có:

$$-\frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C^2} + \varphi_{sw} q_{sw} = 0$$

PiStructure

$$C = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{\varphi_{sw} q_{sw}}}$$

Thay lại C vào phương trình ta có:

$$Q = Q_b + Q_{sw} = 2\sqrt{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 (\varphi_{sw} q_{sw})}$$

$$\varphi_{sw} q_{sw} = \frac{Q^2}{4\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}$$

$$\rightarrow C = \frac{2\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{Q}$$

Từ giá trị của C, thay ngược lại vào công thức tính được Q_b.

1.2.2.3.Xác định diện tích cốt thép chịu cắt yêu cầu

Giá trị lực cắt được giới hạn bởi giá trị:

$$Q_{max} = \varphi_{b1} R_b b h_0 \qquad \text{(TCVN 5574 8.1.3.2)}$$

Trong đó:

φ_{b1} là hệ số, kể đến ảnh hưởng của đặc điểm trạng thái ứng suất của bê tông trong dải nghiêng, lấy bằng 0,3

Diện tích cốt thép chịu cắt được tính như sau:

- Nếu $Q \leq Q_b$,

$$\frac{A_{sw}}{s_w} = 0$$

- Nếu $Q_b < Q \leq Q_{max}$,

$$Q_{sw} = Q - Q_b$$

$$\rightarrow q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{\varphi_{sw} C} \rightarrow \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{Q_{sw}}{\varphi_{sw} C} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s_w} = \frac{Q_{sw}}{\varphi_{sw} C R_{sw}} = \frac{Q - Q_b}{\varphi_{sw} C R_{sw}}$$

- Nếu $Q > Q_{max}$, tiết diện bị phá hoại, lúc này cần phải tăng kích thước của tiết diện lên.

Tham khảo thêm TCVN5574 10.3.4 để nắm rõ các yêu cầu về bố trí thép đai cho dầm.

1.2.3. Thiết kết cốt thép chịu xoắn

Cốt thép chịu xoắn được thiết kế cho từng tổ hợp tải trọng thiết kế tại mỗi đài dọc theo chiều dài dầm. Các bước sau đây liên quan đến việc thiết kế cốt thép dọc và cốt thép chịu cắt cho một vị trí cụ thể do dầm xoắn:

- Xác định mô men xoắn tính toán, T_u.
- Xác định các thuộc tính của tiết diện.
- Xác định khả năng chịu xoắn cực hạn.
- Xác định cốt thép chịu xoắn yêu cầu.

1.2.3.1. Xác định mô men xoắn tính toán

PiStructure

Trong thiết kế cốt thép xoắn dầm, xoắn cho mỗi tổ hợp tải trọng tại một vị trí dầm cụ thể có được bằng cách tính các xoắn tương ứng cho các trường hợp tải trọng khác nhau với các hệ số tổ hợp tải trọng tương ứng.

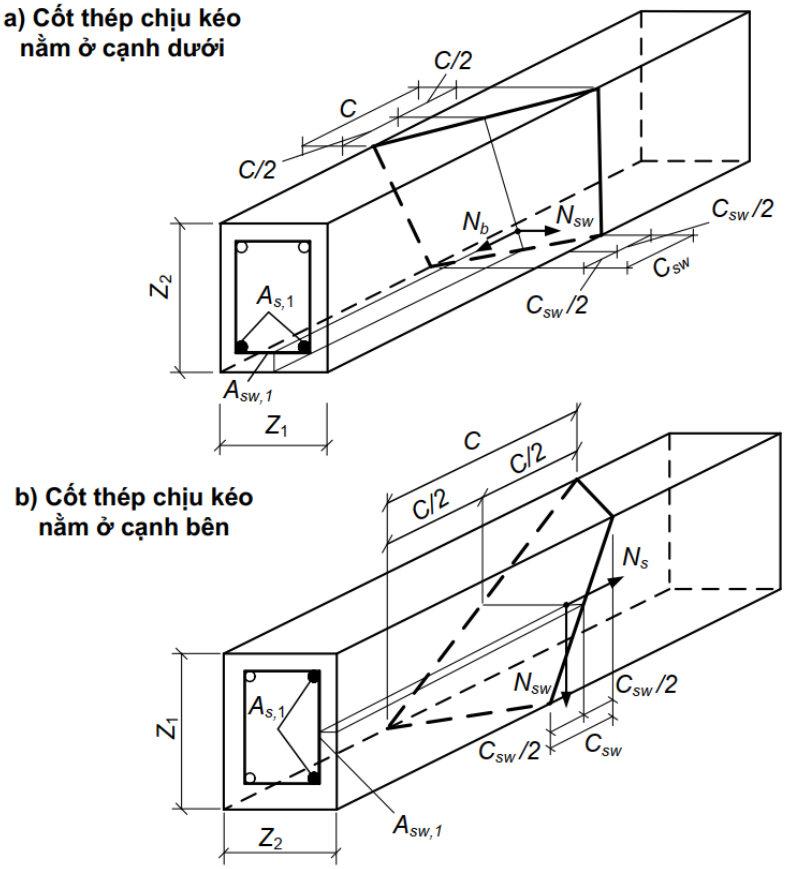
1.2.3.2. Xác định cốt thép chịu xoắn thuần túy

$$T_{max} = 0.1 R_b b^2 h \qquad \text{(TCVN 5574 8.1.4.2.1)}$$

Trong đó:

b và h lần lượt là cạnh nhỏ và cạnh lớn của tiết diện ngang của cấu kiện.

Nếu mô men xoắn lớn hơn giá trị T_{max} thì tiết diện sẽ bị phá hoại, cần phải tăng tiết diện.



Hình 1-3. Sơ đồ nội lực trong tiết diện không gian khi tính toán chịu mô men xoắn (TCVN 5574 5574:2018)

Tính toán độ bền các tiết diện không gian được tiến hành theo điều kiện (TCVN 5574 Hình 12):

$$T \le T_{sw} + T_s \qquad \text{(TCVN 5574 8.1.4.2.2)}$$

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 cấu kiện;

T_s là mô men xoắn chịu bởi cốt thép (của tiết diện không gian) nằm theo phương dọc trục cấu kiện.

Mô men xoắn T_{sw}được xác định theo công thức:

$$T_{sw} = 0.9N_{sw}Z_2 \qquad \text{(TCVN 5574 8.1.4.2.2)}$$

Còn mô men xoắn T_s được xác định theo công thức:

$$T_s = 0.9N_s\frac{Z_1}{C}Z_2 \qquad \text{(TCVN 5574 8.1.4.2.2)}$$

Trong đó:

N_{sw} là lực trong cốt thép nằm theo phương ngang so với trục dọc cấu kiện; đối với cốt thép nằm vuông góc với trục dọc thì lực N_{sw} được xác định theo công thức:

$$N_{sw} = q_{sw,1}C_{sw} \qquad \text{(TCVN 5574 8.1.4.2.2)}$$

$q_{sw,1}$ là lực trong cốt thép ngang này tính trên một đơn vị chiều dài cấu kiện:

$$q_{sw,1} = \frac{R_{sw}A_{sw,1}}{s_w}$$

$A_{sw,1}$ là diện tích tiết diện cốt thép nằm theo phương ngang với trục dọc cấu kiện;

s_w là bước cốt thép nằm theo phương ngang với trục dọc cấu kiện;

C_{sw} là chiều dài hình chiếu của cạnh chịu kéo của tiết diện không gian lên trục dọc cấu kiện:

$$\mathrm{C}_{sw} = \delta C$$

δ là hệ số, kể đến tỉ lệ các cạnh của tiết diện ngang:

$$\delta = \frac{Z_1}{2Z_2 + Z_1}$$

C là chiều dài hình chiếu của cạnh chịu nén của tiết diện không gian lên trục dọc cấu kiện.

N_s là lực trong cốt thép dọc nằm gần biên đang xét của cấu kiện:

$$N_s = R_sA_{s,1}$$

$A_{s,1}$ là diện tích tiết diện cốt thép dọc nằm gần biên đang xét của cấu kiện;

Z_1 và Z_2 lần lượt là chiều dài cạnh của tiết diện ngang ở biên chịu kéo đang xét của cấu kiện và chiều dài cạnh còn lại của tiết diện ngang của cấu kiện.

Cần tiến hành tính toán với một loạt tiết diện không gian nằm dọc chiều dài cấu kiện, với chiều dài nguy hiểm nhất của hình chiếu tiết diện không gian C lên trục dọc cấu kiện. Khi đó, giá trị C lấy không lớn hơn $2Z_2 + Z_1$ và không lớn hơn $Z_1\sqrt{2/\delta}$.

Ta có:

$$T \le T_{sw} + T_s = 0.9N_{sw}Z_2 + 0.9N_s\frac{Z_1}{C}Z_2 = 0.9q_{sw,1}C_{sw}Z_2 + 0.9R_sA_{s,1}\frac{Z_1}{C}Z_2$$

PiStructure

$$= 0.9q_{sw,1}\frac{Z_1}{2Z_2+Z_1}CZ_2 + 0.9N_s\frac{Z_1}{C}Z_2 = \frac{0.9q_{sw,1}Z_1Z_2}{2Z_2+Z_1}C + \frac{0.9N_sZ_1Z_2}{C}$$

Coi vế phải là một hàm số $y = f(C)$, đạo hàm hàm số $y = f(C)$, ta có:

$$f'(C) = -\frac{0.9N_sZ_1Z_2}{C^2} + \frac{0.9q_{sw,1}Z_1Z_2}{2Z_2+Z_1}$$

Hàm số $y = f(C)$ có giá trị nhỏ nhất khi $f'(C) = 0$, hay ta có:

$$-\frac{0.9N_sZ_1Z_2}{C^2} + \frac{0.9q_{sw,1}Z_1Z_2}{2Z_2+Z_1} = 0$$

$$C = \sqrt{\frac{N_s(2Z_2+Z_1)}{q_{sw,1}}}$$

Tỉ số $q_{sw,1}Z_1/N_s$ lấy trong khoảng 0.5 đến 1.5. Trong trường hợp này, nếu giá trị $q_{sw,1}Z_1/N_s$ nằm ngoài khoảng đó thì trong tính toán cần kể đến số lượng cốt thép (dọc và ngang) mà ứng với nó giá trị này nằm trong khoảng nêu trên. Kỹ sư sẽ tùy chọn tỉ lệ này để có tỉ lệ hàm lượng bố trí thép đai và thép dọc phù hợp với yêu cầu thực tế. Gọi tỉ lệ này là k. Ta có:

$$\frac{q_{sw,1}Z_1}{N_s} = k \rightarrow N_s = \frac{q_{sw,1}Z_1}{k}$$

$$C = \sqrt{\frac{N_s(2Z_2+Z_1)}{q_{sw,1}}} = \sqrt{\frac{Z_1(2Z_2+Z_1)}{k}}$$

Lưu ý giá trị giới hạn của C được quy định ở đầu mục này. Do đó sau khi tính được C, dựa vào khoảng giới hạn của C để chọn ra giá trị C phù hợp trong khoảng giới hạn.

Thay lại C vào phương trình ta có:

$$\mathrm{C}_{sw} = \frac{Z_1}{2Z_2+Z_1}C$$

$$T = T_{sw} + T_s = 0.9N_{sw}Z_2 + 0.9N_s\frac{Z_1}{C}Z_2 = 0.9q_{sw,1}C_{sw}Z_2 + 0.9\frac{q_{sw,1}Z_1}{k}\frac{Z_1}{C}Z_2$$

$$T = 0.9Z_2q_{sw,1}\left(C_{sw} + \frac{Z_1^2}{kC}\right)$$

$$\rightarrow q_{sw,1} = \frac{T}{0.9Z_2\left(C_{sw} + \frac{Z_1^2}{kC}\right)}$$

Cốt thép đai chịu xoắn yêu cầu:

$$\frac{A_{sw,1}}{s_w} = \frac{q_{sw,1}}{R_{sw}}$$

Cốt thép dọc chịu xoắn yêu cầu:

$$A_{s,1} = \frac{N_s}{R_s} = \frac{q_{sw,1}Z_1}{kR_s}$$

PStructure

Tính cốt thép chịu mô men xoắn cho 2 trường hợp Z_1, và Z_2 đổi vai trò cho nhau rồi lấy giá trị lớn nhất cho kết quả khả năng chịu xoắn của tiết diện.

1.2.3.3. Xác định cốt thép chịu xoắn uốn đồng thời

Khi cấu kiện chịu uốn xoắn đồng thời, tiến hành dựa vào công thức sau của TCVN 5574 8.1.4.3.2:

$$T \le T_0\sqrt{1-\left(\frac{M}{M_0}\right)^2} \qquad \text{(TCVN 5574 8.1.4.3.2)}$$

Trong đó:

T là mô men xoắn do ngoại lực tác dụng trong tiết diện không gian

T_0 là mô men xoắn giới hạn mà tiết diện không gian có thể chịu được

M là mô men uốn do ngoại lực tác dụng trong tiết diện thẳng góc;

M_0 là mô men uốn giới hạn mà tiết diện thẳng góc có thể chịu được

Các bước tính toán như sau:

Tính M_0 dựa vào mục 1.4.1 của tài liệu này, sau đó tính được mô men xoắn cần thiết của tiết diện như sau:

$$T_0 = \frac{T}{\sqrt{1-\left(\frac{M}{M_0}\right)^2}}$$

Từ đó dựa vào mục 1.2.3.2 của tài liệu này để tìm được cốt thép đai và cốt thép dọc cần thiết cho tiết diện.

1.2.3.4. Xác định cốt thép chịu xoắn cắt đồng thời

Khi cấu kiện chịu uốn xoắn đồng thời, tiến hành dựa vào công thức sau của TCVN 5574 8.1.4.3.2:

$$T \le T_0\sqrt{1-\left(\frac{Q}{Q_0}\right)^2} \qquad \text{(TCVN 5574 8.1.4.4.1)}$$

Trong đó:

T là mô men xoắn do ngoại lực tác dụng trong tiết diện không gian

T_0 là mô men xoắn giới hạn mà tiết diện không gian có thể chịu được

Q là lực cắt do ngoại lực tác dụng trong tiết diện thẳng góc;

Q_0 là lực cắt giới hạn mà tiết diện thẳng góc có thể chịu được

Các bước tính toán như sau:

Tính Q_0 dựa vào mục 1.2.2 của tài liệu này, sau đó tính được mô men xoắn cần thiết của tiết diện như sau:

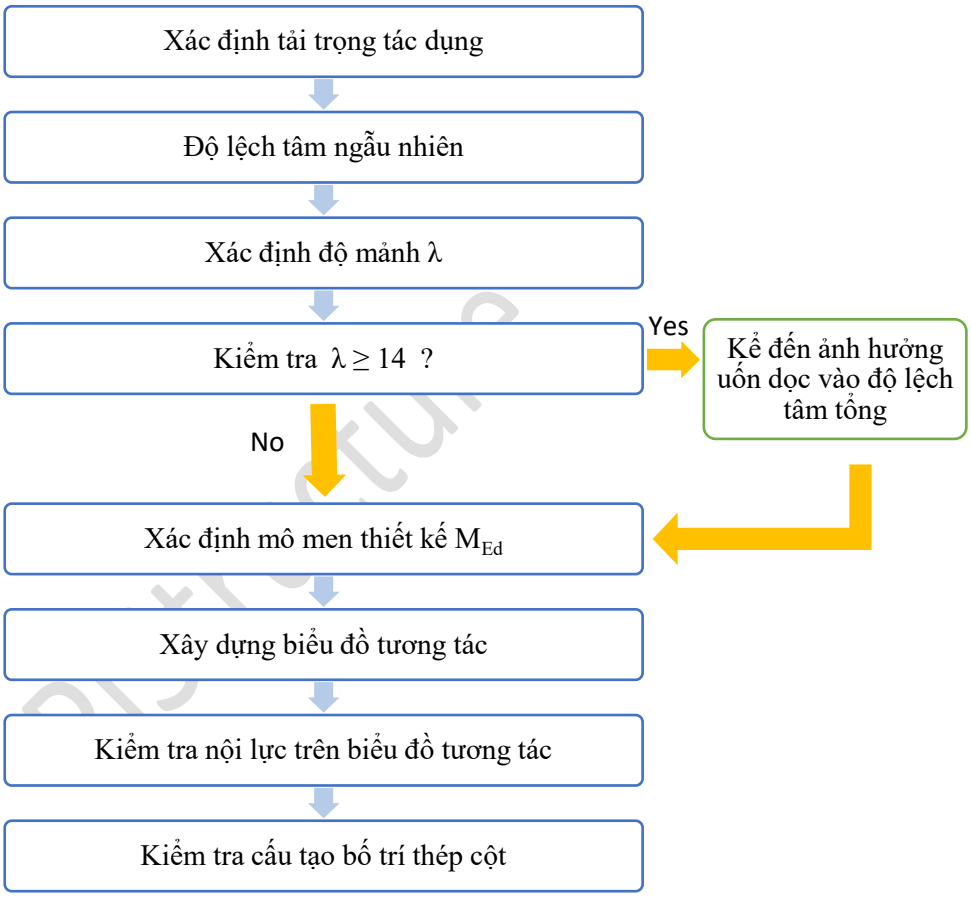
PiStructure

$$T_0 = \frac{T}{\sqrt{1 - \left(\frac{Q}{Q_0}\right)^2}}$$

Từ đó dựa vào mục 1.2.3.2 của tài liệu này để tìm được cốt thép đai và cốt thép dọc cần thiết cho tiết diện.

1.3. Thiết kế cột

Sơ đồ quy trình thiết kế cột bê tông cốt thép theo TCVN 5574-2018.



1.3.1. Xác định tải trọng tác dụng

Từ kết quả phân tích khung, thu được:

- N_{Ed} – lực dọc thiết kế (axial design load).

- M_{top}, M_{bottom} – mô men thiết kế ở đầu và chân cột theo cả 2 phương chính vuông góc với nhau của tiết diện cột.

Các hiệu ứng bậc 1 (first-order effects) gồm:

- Mô men do tải trọng được lấy từ mô hình phân tích khung.

- Mô men do sai lệch hình học (imperfections).

Các hiệu ứng bậc hai (second-order effects) gây ra bởi sự thay đổi hình học có thể ảnh hưởng lớn đến cột chẳng hạn như các cột mảnh.

1.3.2. Độ lệch tâm ngẫu nhiên

Theo mục 8.1.2.2.4 TCVN 5574-2018, giá trị độ lệch tâm ngẫu nhiên được xác định như sau:

$$e_{ax} = max\left(\frac{l_x}{600}, \frac{w_x}{30}, 10mm\right)$$

$$e_{ay} = \max\left(\frac{l_y}{600}, \frac{w_y}{30}, 10mm\right)$$

L_{0x}, L_{0y}: chiều dài của cấu kiện hoặc của khoảng cách giữa các tiết diện của nó được liên kết chặn chuyển vị theo phương X và Y. Lấy chiều dài tính toán của cột theo phương X và Y.

w_x, w_y: kích thước tiết diện theo phương X và phương Y.

Theo mục 8.1.2.1.2 TCVN 5574-2018, khi tính toán các cấu kiện chịu nén lệch tâm thì cần kể đến ảnh hưởng của uốn dọc đến khả năng chịu lực của chúng, thông thường, bằng cách tính kết cấu theo sơ đồ biến dạng (phi tuyến hình học).

Cho phép tính toán kết cấu theo sơ đồ không biến dạng, nhưng kể đến ảnh hưởng của uốn dọc cấu kiện đến độ bền của nó khi độ mảnh $\lambda = L_0/i > 14$ bằng cách nhân độ lệch tâm ban đầu e_0 với hệ số η, xác định theo các chỉ dẫn trong 8.1.2.4.2 TCVN 5574-2018.

Với i là bán kính quán kính, $i = \sqrt{I/A}$

L_0 là chiều dài tính toán của cột.

- Tiết diện chữ nhật: $\lambda = 3.46L_0/h$
- Tiết diện tròn: $\lambda = 4L_0/h$

Cũng theo mục 8.1.2.2.4 TCVN 5574-2018, sẽ có 2 trường hợp sau được áp dụng:

Trường hợp 1: Đối với các cấu kiện của kết cấu siêu tĩnh, giá trị độ lệch tâm e_0 của lực dọc đối với trọng tâm của tiết diện quy đổi lấy bằng giá trị độ lệch tâm đã xác định được từ tính toán tĩnh học, nhưng không nhỏ hơn e_a.

Trường hợp 2: Đối với các cấu kiện của kết cấu tĩnh định, độ lệch tâm e_0 lấy bằng tổng độ lệch tâm xác định được từ tính toán tĩnh học và độ lệch tâm ngẫu nhiên.

Để an toàn cho tính toán kiểm tra cột, PiStructure mặc định chọn trường hợp áp dụng cho kết cấu tĩnh định để áp dụng cho toàn bộ tính toán của cột theo TCVN. Tức là độ lệch tâm của cột ngoài độ lệch tâm từ tính toán tĩnh học $e = M/N$, luôn luôn có độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a được

PiStructure

kể đến trong kiểm tra tính toán cột. Điều này cũng đồng bộ với cách tính toán cột theo tiêu chuẩn EN1992-1-1 được trình bày ở mục 2.5 của tài liệu này.

1.3.3. Chiều dài tính toán (Effective length)

Theo mục 8.1.2.4.4 TCVN 5574-2018, chiều dài tính toán L_0 của cấu kiện chịu nén lệch tâm được xác định như đối với cấu kiện của kết cấu khung có kể đến trạng thái biến dạng của kết cấu khung ở vị trí bất lợi nhất của tải trọng đối với cấu kiện này, có chú ý đến biến dạng không đàn hồi của vật liệu và sự có mặt của vết nứt.

Cho phép lấy chiều dài tính toán L_0 của cấu kiện có tiết diện ngang không đổi dọc theo chiều dài L khi có tác dụng của lực dọc như sau:

– Đối với cấu kiện hai đầu khớp: $L_0 = 1.0L$;

– Đối với cấu kiện một đầu ngàm cứng (loại trừ được sự xoay của tiết diện gối tựa) và một đầu tự do (công xôn): $L_0 = 2.0L$;

– Đối với cấu kiện một đầu khớp cố định và một đầu:

Ngàm cứng (không xoay): $L_0 = 0.7L$;

Ngàm mềm (cho phép xoay một góc hạn chế): $L_0 = 0.9L$;

– Đối với cấu kiện một đầu khớp mềm (cho phép gối tựa dịch chuyển hạn chế) và một đầu:

Ngàm cứng (không xoay): $L_0 = 1.5L$;

Ngàm mềm (với góc xoay hạn chế): $L_0 = 2.0L$;

– Đối với cấu kiện hai đầu ngàm cố định:

Ngàm cứng (không xoay): $L_0 = 0.5L$;

Ngàm mềm (với góc xoay hạn chế): $L_0 = 0.8L$;

– Đối với cấu kiện hai đầu ngàm di động hạn chế:

Ngàm cứng (không xoay): $L_0 = 0.8L$;

Ngàm mềm (với góc xoay hạn chế): $L_0 = 1.2L$.

1.3.4. Hệ số uốn dọc

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{|N|}{N_{cr,x}}}$$

PiStructure

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{|N|}{N_{cr,y}}}$$

Trong đó:

N: lực dọc thiết kế do ngoại lực (kN)

$N_{cr,x}$, $N_{cr,y}$: là lực tới hạn quy ước, được xác định theo công thức:

$$N_{cr,x} = \pi^2 D_x / L_{0x}^2$$
$$N_{cr,y} = \pi^2 D_y / L_{0y}^2$$

trong đó:

D_x, D_y là độ cứng của cấu kiện bê tông cốt thép ở trạng thái giới hạn về độ bền, được xác định theo các chỉ dẫn về tính toán biến dạng;

L_{0x}, L_{oy} là chiều dài tính toán của cấu kiện, được xác định theo 8.1.2.4.4.

Giá trị lực dọc trục thiết kế của cột không được vượt quá lực tới hạn quy ước.

1.3.4.1. Độ cứng tổng hợp Dx, Dy

$$D_x = (k_{bx} E_b I_{bx} + k_s E_s I_{sx})$$
$$D_y = (k_{by} E_b I_{by} + k_s E_s I_{sy})$$

trong đó:

E_b, E_s là mô đun đàn hồi lần lượt của bê tông và của cốt thép;

I_b, I_s là mô men quán tính của diện tích tiết diện lần lượt của bê tông và của toàn bộ cốt thép dọc đối với trọng tâm tiết diện ngang của cấu kiện;

$k_s = 0.7$;

$$k_{bx} = \frac{0.15}{2(0.3 + \delta_{ex})}$$
$$k_{by} = \frac{0.15}{2(0.3 + \delta_{ey})}$$

δ_{ex}, δ_{ey} là giá trị độ lệch tâm tương đối của lực dọc

$$\delta_{ex} = \frac{e_{0x}}{w_x}, 0.15 \le \delta_{ex} \le 1.5$$
$$\delta_{ey} = \frac{e_{0y}}{w_y}, 0.15 \le \delta_{ey} \le 1.5$$

1.3.4.2. Mô men quán tính tiết diện bê tông I_{bx}, I_{by}

Tiết diện chữ nhật:

PStructure

$$I_{bx} = \frac{w_x w_y^3}{12}$$

$$I_{by} = \frac{w_y w_x^3}{12}$$

Tiết diện tròn:

$$I_{bx} = I_{by} = \frac{\pi r^4}{4}$$

I_{bx}, I_{by}: mô men quán tính bê tông quanh trục X/Y (mm^4)

w_x, w_y: kích thước tiết diện chữ nhật (mm)

r: bán kính tiết diện tròn (mm)

1.3.4.3. Mô men quán tính thép I_{sx}, I_{sy}

$$I_{thanh} = \frac{\pi d^4}{64}$$

$$A_s = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$I_{sx} = \Sigma(I_{thanh} + A_s a_x^2)$$

$$I_{sy} = \Sigma(I_{thanh} + A_s a_y^2)$$

d: đường kính thanh thép (mm)

a: khoảng cách từ thanh thép đến trục trung hòa (mm)

I_{thanh}: mô men quán tính riêng của mỗi thanh thép

A_s: diện tích mỗi thanh thép

1.3.4.4. Độ lệch tâm sau khi kể đến ảnh hưởng của uốn dọc cấu kiện

$$e_x = e_{0x}\eta_x$$

$$e_y = e_{0y}\eta_y$$

η_x, η_y: hệ số uốn dọc theo phương X và phương Y

e_{0x}, e_{0y}: độ lệch tâm ban đầu theo phương X và phương Y (bằng tổng của độ lệch tâm ngẫu nhiên e_{ax}, e_{ay} và độ lệch tâm do mô men ban đầu $M_{0x}/N,\ M_{0y}/N$)

1.3.5. Moment thứ cấp do lực dọc

$$M_{2x} = |N|\eta_x e_{ax} + (\eta_x|M_{0x}| - |M_{0x}|)$$

$$M_{2y} = |N|\eta_y e_{ay} + (\eta_y|M_{0y}| - |M_{0y}|)$$

N: lực dọc thiết kế (kN)

1.3.6. Xác định mô men thiết kế

$$M_{ttx} = |M_{0x}| + |M_{2x}| = \eta_x|M_{0x}| + |N|\eta_x e_{ax}$$

piStructure

$$M_{tty} = |M_{0y}| + |M_{2y}| = \eta_y |M_{0y}| + |N| \eta_y e_{ay}$$

1.3.7. Xây dựng biểu đồ tương tác để kiểm tra với tải trọng tác dụng

Xây dựng biểu đồ tương tác của tiết diện cột bằng cách quét toàn bộ khả năng chịu lực của tiết diện theo độ sâu vùng nén và hướng nghiêng trục trung hòa. Tại mỗi trạng thái, tính lực nén & mô men của bê tông và cốt thép theo TCVN5574-2018, hình thành biểu đồ không gian 3D theo N–Mx–My. Sau đó với mỗi trường hợp tải trọng thiết kế, nội suy vị trí giao của đường tải trọng với mặt ngoài biểu đồ tương tác 3D để tìm khả năng chịu lực cực hạn và tỷ lệ khả năng chịu lực của tiết diện cột.

Quy trình kỹ thuật tạo biểu đồ tương tác (interaction diagram) theo TCVN 5574-2018:

Bước 1: Chuẩn bị dữ liệu đầu vào

(1) Thông số tiết diện

- Hình dạng tiết diện (polygon, chữ nhật, tròn…)
- Kích thước tổng thể: b, h
- Vị trí tâm tiết diện (centroid)
- Kich thước phần tử chia lưới tính toán.

(2) Vật liệu

- Bê tông: cường độ chịu nén thiết kế của bê tông R_b, biến dạng cực hạn của bê tông $\varepsilon_{cu} = 0.0035$
- Thép: cường độ thiết kế cốt thép R_s, R_{sc} và mô đun đàn hồi thép E_s.

(3) Bố trí cốt thép

- Tọa độ từng thanh thép (x,y)
- Diện tích từng thanh thép
- Tổng diện tích thép bố trí $A_{s,total}$

Bước 2: Tạo lưới phân chia tiết diện

Chia tiết diện cột thành từng phần tử nhỏ, mỗi phần tử được phân loại là thuộc vùng nén hay thuộc vùng kéo tuỳ theo vị trí trục trung hòa.

Bước 3: Tính lặp theo độ sâu vùng nén chạy từ 0 đến giá trị lớn nhất.

Với mỗi mỗi chiều sâu vùng nén x, chạy tính lặp bước 4 được trình bày như sau:

Bước 4. Lặp theo góc nghiêng trục trung hòa ($\beta = 0 \rightarrow 2\pi$)

Với mỗi góc *β và chiều sâu vùng nén x*:

Bước 4.1. Phân loại ô lưới: Đánh dấu các phần tử thuộc vùng bê tông chịu nén.

Bước 4.2. Tính lực & mô men bê tông từ các phần tử bê tông chịu nén (M_{cx}, M_{cy})*:*

Bước 4.3. Tính lực & mô men cốt thép (M_{sx}, M_{sy})*:*

PiStructure

Với từng thanh thép:

- Khoảng cách d đến trục trung hòa:
- Biến dạng thép.
- Giới hạn ứng suất.
- Tính ra mô men của thép trong tiết diện từ ứng suất của thanh thép.

Bước 4.5. Tổng hợp lực – mô men:

$$N = N_c + N_s$$

$$M_x = M_{cx} + M_{sx}$$

$$M_y = M_{cy} + M_{sy}$$

$$M_{tt} = \sqrt{(M_x^2 + M_y^2)}$$

Bước 5. Hoàn tất hình thái 3D của biểu đồ tương tác N–Mx–My

Sau khi kết thúc 2 vòng lặp:

Có tất cả các điểm (N, M_x, M_y) đầy đủ cho mọi cặp (x, β)

Bước 6. Với mỗi cặp tải trọng thiết kế, tìm khả năng chịu lực tương ứng

Với mỗi cặp tải trọng thiết kế đã xác định từ mục 2.5.5:

Bước 6.1. Tính mô men tổng hợp cần kiểm tra:

Góc làm việc của tải trọng $\theta_t = atan(M_y, M_x)$

Bước 6.2. Với mỗi vùng nén x, nội suy theo β

Duyệt qua tất cả điểm β $(0 \rightarrow 2\pi)$:

1. Tìm hai điểm β kề nhau có góc θ bao quanh θ_t
2. Nội suy tuyến tính theo θ

→ tìm được:

3. N_{max} , $M_{x,max}, M_{y,max}$
4. Tìm được β_{found}, x_{found}

Bước 7. Tính tỷ lệ khả năng chịu lực (Strength Ratio)

Với tải trọng thiết kế yêu cầu (N_{tt}, M_{tt}):

$$SR = \frac{\sqrt{(N_{tt}^2 + M_{tt}^2)}}{\sqrt{(N_{max}^2 + M_{max}^2)}}$$

- $SR \leq 1.0 \rightarrow$ đạt
- $SR > 1.0 \rightarrow$ không đạt

PiStructure

2. Thiết kế theo Eurocode 2-2004

2.1. Các tổ hợp tải trọng thiết kế

Các tổ hợp tải trọng thiết kế là các tổ hợp khác nhau của các trường hợp tải trọng mà kết cấu cần được thiết kế. Đối với Eurocode 2-2004, nếu một kết cấu chịu tĩnh tải (D), hoạt tải (L), hoạt tải mái (Lr), tuyết (S), gió (W) và động đất (E), đồng thời xem xét gió và lực động đất có thể đảo ngược, cần xem xét các tổ hợp tải trọng sau (EC0 Eq. 6.10):

$\gamma_{Gj,sup}D$

$\gamma_{Gj,sup}D + \gamma_{Q,1}L$

$\gamma_{Gj,sup}D + (0.75)\gamma_{Q,1}PL$

$\gamma_{Gj,inf}D \pm \gamma_{Q,1}W$

$\gamma_{Gj,sup}D \pm \gamma_{Q,1}W$

$\gamma_{Gj,sup}D + \gamma_{Q,1}L \pm \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}W$

$\gamma_{Gj,sup}D + \gamma Q, 1\ L + \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}S$

$\gamma_{Gj,sup}D \pm \gamma_{Q,1}W + \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}L$

$\gamma_{Gj,sup}D \pm \gamma_{Q,1}W + \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}S$

$\gamma_{Gj,sup}D + \gamma_{Q,1}S \pm \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}W$

$\gamma_{Gj,sup}D + \gamma_{Q,1}S + \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}L$

$\gamma_{Gj,sup}D + \gamma_{Q,1}L + \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}S \pm \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}W$

$\gamma_{Gj,sup}D \pm \gamma_{Q,1}W + \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}L + \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}S$

$\gamma_{Gj,sup}D + \gamma_{Q,1}S \pm \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}W + \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}L$

$D \pm 1.0E$

$D \pm 1.0E + \psi_{2,i}L$

$D \pm 1.0E + \psi_{2,i}\ L + \psi_{2,i}S$ (EC0 Eq. 6.12b)

Trong đó:

$\gamma_{Gj,sup} = 1.35$ (EC0 Bảng A1.2(B))

$\gamma_{Gj,inf} = 1.00$ (EC0 Bảng A1.2(B))

$\gamma_{Q,1} = 1.5$ (EC0 Bảng A1.2(B))

$\gamma_{Q,1} = 1.5$ (EC0 Bảng A1.2(B))

$\psi_{0,i} = 0.7$ (cho hoạt tải, trừ hoạt tải kho sẽ lấy giá trị khác) (EC0 Bảng A1.1)

$\psi_{0,i} = 0.6$ (cho tải gió) (EC0 Bảng A1.1)

2.2. Giới hạn độ bền của vật liệu

PiStructure

Cường độ bê tông chịu nén, f_{ck}, không được lớn hơn 90Mpa (EC2 3.1.2(2)). Giá trị giới hạn dưới và giới hạn trên của cường độ chảy cốt thép, f_{yk}, tương ứng là 400 và 600Mpa (EC2 3.2.2(3)).

Người dùng có trách nhiệm đảm bảo rằng cường độ tối thiểu và tối đa được đáp ứng.

2.3. Các hệ số an toàn từng phần

Cường độ thiết kế của bê tông và thép được tính bằng cách chia cường độ đặc trưng của vật liệu cho hệ số an toàn từng phần, γ_s và γ_c như thể hiện dưới đây:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s}$$

Trong đó:

α_{cc} là hệ số kể đến ảnh hưởng dài hạn của cường độ chịu nén, mặc định lấy bằng 1 và có thể tùy chọn bởi người dùng.

Hệ số an toàn từng phần của vật liệu và cường độ thiết kế của bê tông và cốt thép được đưa ra (EC2 2.2.3.2(1), bảng 2.1N) như sau:

- Hệ số an toàn từng phần của cốt thép $\gamma_s = 1.15$
- Hệ số an toàn từng phần của bê tông $\gamma_c = 1.5$

Các giá trị được đề xuất bởi tiêu chuẩn để đưa ra giá trị an toàn chấp nhận được cho kết cấu thông thường dưới các tình huống thiết kế thông thường (EC 2.4.2.4). Đối với tình huống thiết kế tai nạn và động đất, các giá trị khuyến nghị nhỏ hơn trong bảng. Người dùng nên xem xét riêng.

Các giá trị trên có thể được điều chỉnh, tuy nhiên nên thận trọng.

2.4. Thiết kế dầm

2.4.1. Thiết kết cốt thép chịu uốn

Cốt thép chịu uốn trên và dưới dầm được thiết kế tại mỗi vị trí dọc theo dầm. Khi thiết kế cốt thép chịu uốn cho mô men chính của một dầm cụ thể, cho một vị trí cụ thể, cần thực hiện các bước sau:

- Xác định mô men tính toán.
- Xác định cốt thép chịu uốn yêu cầu.

2.4.1.1. Xác định mô men tính toán

PiStructure

Trong thiết kế cốt thép chịu uốn của dầm bê tông, dầm được thiết kế cho các mô men âm và dương lớn nhất thu được từ tất cả các tổ hợp tải trọng. Tính toán cốt thép dưới dầm dựa trên mômen dương của dầm. Tính toán cốt thép trên dựa trên mô men âm của dầm.

2.4.1.2. Xác định cốt thép chịu uốn yêu cầu

Trong quy trình thiết kế dầm chịu uốn, chương trình tính toán cả cốt thép chịu kéo và cốt thép chịu nén. Cốt thép chịu nén được thêm vào khi mô men thiết kế vượt quá khả năng chịu mô men lớn nhất của dầm chỉ có cốt thép chịu kéo. Người dùng có thể chọn tránh thêm cốt thép chịu nén bằng cách tăng chiềuu cao hữu hiệu của dầm, bề rộng hoặc cường độ của bê tông.

Quy trình thiết kế dựa trên khối ứng suất hình chữ nhật được đơn giản hóa như trong Hình 2-1 (EC2 3.1.7(3)). Diện tích khối ứng suất và chiều cao khối chịu nén lấy như sau:

$$F_c = \eta f_{cd} ab$$

$$a = \lambda x$$

Trong đó x là chiều cao của trục trung hòa. Hệ số λ định nghĩa chiều cao hiệu quả của vùng chịu nén và hệ số η định nghĩa cường độ hiệu quả được cho như sau:

$\lambda = 0.8$ đối với $f_{ck} \leq 50\ Mpa$

$\lambda = 0.8\left(\frac{f_{ck} - 50}{400}\right)$ đối với $50 \leq f_{ck} \leq 90\ Mpa$

$\eta = 1.0$ đối với $f_{ck} \leq 50\ Mpa$

$\eta = 1.0 - \left(\frac{f_{ck} - 50}{200}\right)$ đối với $50 \leq f_{ck} \leq 90\ Mpa$

Hơn nữa, giả định rằng mô men phân bố lại trong cấu kiện không được vượt quá giá trị giới hạn do tiêu chuẩn chỉ định. Tiêu chuẩn này cũng đặt giới hạn về chiều cao của trục trung hòa, để tránh trường hợp phá hoại dòn (EC2 5.5(4)). Khi mômen tác dụng vượt quá khả năng mômen giới hạn của dầm cốt thép đơn, diện tích cốt thép chịu nén được tính với giả định rằng độ sâu trục trung hòa vẫn ở giá trị tối đa cho phép.

Giá trị giới hạn của tỷ lệ giữa chiều cao trục trung hòa ở trạng thái giới hạn cuối cùng với chiều cao hiệu dụng, $(x/d)lim$, được biểu thị dưới dạng một hàm của tỷ lệ giữa mô men phân phối lại với mô men trước khi phân phối lại, δ, như sau:

$$\left(\frac{x}{d}\right)_{lim} = \frac{\delta - k_1}{k_2} \text{ đối với } f_{ck} \leq 50\ Mpa$$

$$\left(\frac{x}{d}\right)_{lim} = \frac{\delta - k_3}{k_4} \text{ đối với } f_{ck} > 50\ Mpa$$

Từ công thức trên suy ra giá trị x_{max}:

$$x_{max} = \frac{1 - k_1}{k_2} d \text{ đối với } f_{ck} \leq 50\ Mpa$$

PiStructure

$$x_{max} = \frac{1 - k_3}{k_4} d \text{ đối với } f_{ck} > 50\ Mpa$$

Đối với cốt thép có $f_{yk} \leq 500\ Mpa$, các giá trị sau đây được sử dụng:

$$k_1 = 0.44$$

$$k_2 = k_4 = 1.25(0.6 + 0.0014/\varepsilon_{cu2})$$

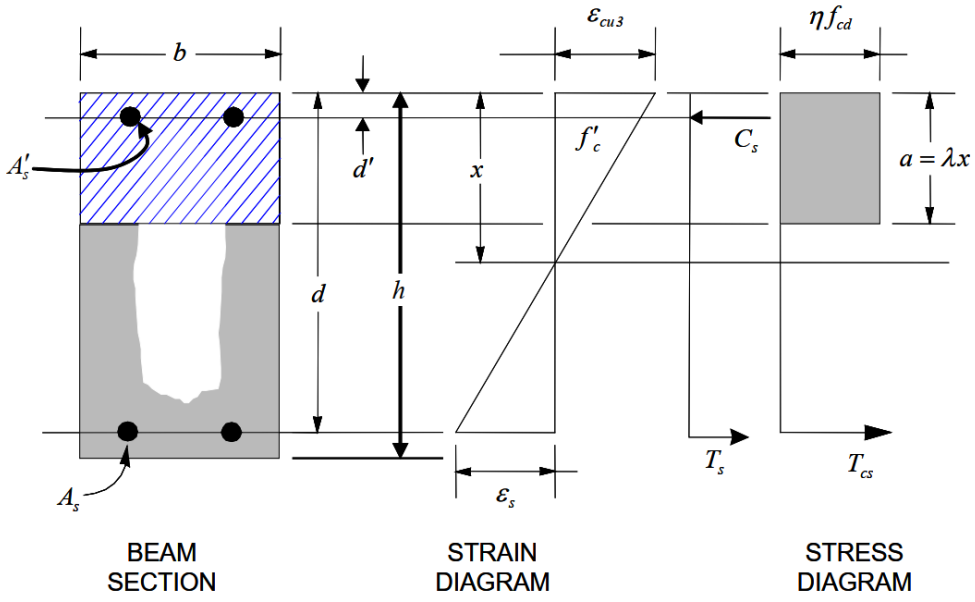
$$k_3 = 0.54$$

δ được giả thiết bằng 1.

Trong đó biến dạng cực hạn, ε_{cu2}, được xác định từ EC2 Bảng 3.1 như sau:

$$\varepsilon_{cu2} = 0.0035 \text{ đối } với\ f_{ck} \leq 50\ Mpa$$

$$\varepsilon_{cu2} = 2.6 + 35\left[\frac{90 - f_{ck}}{100}\right] \text{đối } với\ f_{ck} \geq 50\ Mpa$$



Hình 2-1 Sơ đồ biến dạng và ứng suất trong dầm chữ nhật khi thiết kế chịu uốn

Giả định khả năng chịu mô men của dầm cốt thép đơn là $M = |M_u|$, dựa trên biểu đồ trên ta có:

$$M = F_c\left(d - \frac{a}{2}\right) = \eta f_{cd} ab\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Ta có phương trình bậc 2 biến a như sau:

$$a^2 - 2da + \frac{2M}{\eta f_{cd} b} = 0$$

Phương trình trên có nghiệm khi:

$$\Delta = d^2 - \frac{2M}{\eta f_{cd} b} \geq 0$$

Nghiệm a khi đó là:

$$a = d - \left(d^2 - \frac{2M}{\eta f_{cd} b}\right)^{0.5}$$

Suy ra:

$$x = a/\lambda$$

Lưu ý: khi $\Delta < 0$ *tức là tiết diện không đủ khả năng chịu mô men và bị phá hoại, chương trình sẽ đưa ra thông báo phá hoại cho tiết diện và người dùng cần tăng chiều cao hữu hiệu của dầm, bề rộng hoặc cường độ của bê tông.*

So sánh x với x_{max},

- Nếu x không lớn hơn x_{max}, ta có:

$$M = T_s\left(d - \frac{a}{2}\right) \rightarrow A_s = \frac{M}{f_{yd}\left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

- Nếu x lớn hơn x_{max} thì chứng tỏ tiết diện cần thêm cốt thép chịu nén ở vùng bê tông chịu nén vì chỉ bê tông với vùng cao bằng x_{max} thôi thì không đủ, lúc này ta có:

$$f_{sc} = \min(f_{yd}, \varepsilon_{sc}E_s) = min\left(f_{yd}, \quad \frac{\varepsilon_{cu2}E_s(x_{max} - d)}{x_{max}}\right)$$

$$A_{sc} = \frac{M - F_c(d - 0.5\lambda x_{max})}{f_{sc}(d - d')} = \frac{M - \eta f_{cd}ab(d - 0.5\lambda x_{max})}{f_{sc}(d - d')}$$

$$A_{st} = \frac{\eta f_{cd}b\lambda x_{max} + A_{sc}f_{sc}}{f_{yd}}$$

2.4.1.3. Hàm lượng cốt thép tối thiểu và tối đa

Hàm lượng tối thiểu của cốt thép chịu uốn thớ chịu kéo, được yêu cầu trong tiết diện dầm là giá trị lớn hơn trong các giá trị giới hạn sau:

$$A_{s,min} = 0.26\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}bd$$

$$A_{s,min} = 0.0013bd$$

Trong đó f_{ctm} là giá trị cường độ chịu kéo trung bình của bê tông và được tính như sau:

$$f_{ctm} = 0.3f_{ck}^{\frac{2}{3}} \text{ đối } với\ f_{ck} \leq 50\ Mpa$$

$$f_{ctm} = 2.12\ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10}\right) \text{ đối } với\ f_{ck} > 50\ Mpa$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8Mpa$$

Giới hạn trên của cốt thép thớ chịu kéo và thớ chịu nén, $A_{s,max}$, là 0.04 lần diện tích tiết diện nguyên (EC2 9.2.1.1).

2.4.2. Thiết kết cốt thép chịu cắt

Cốt thép chịu cắt được thiết kế cho mỗi tổ hợp tải trọng tại mỗi vị trí dọc chiều dài dầm. Khi thiết kế cốt thép chịu cắt cho một dầm cụ thể, đối với một tổ hợp tải trọng cụ thể, tại một vị trí cụ thể do lực cắt chính của dầm, cần thực hiện các bước sau (EC2 6.2):

PiStructure

- Xác định lực cắt tính toán, V_{Ed}.
- Xác định khả năng chịu cắt của bê tông, $V_{Rd,c}$.
- Xác định cốt thép chịu cắt yêu cầu.

2.4.2.1.Xác định lực cắt tính toán

Trong thiết kế cốt thép chịu cắt của dầm, lực cắt cho mỗi tổ hợp tải trọng tại một trạm dầm cụ thể có được bằng cách tính các lực cắt tương ứng cho các trường hợp tải trọng khác nhau với các hệ số tổ hợp tải trọng tương ứng.

2.4.2.2.Xác định khả năng chịu cắt của bê tông

Khả năng chịu cắt của bê tông, $V_{Rd,c}$, được tính như sau:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1\sigma_{cp}]bd \qquad \text{(EC2 6.2.2(1))}$$

Với giá trị nhỏ nhất là:

$$V_{Rd,c} = (\nu_{min} + k_1\sigma_{cp})bd \qquad \text{(EC2 6.2.2(1))}$$

Trong đó:

f_{ck} đơn vị là Mpa

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$ *với đơn vị của* d *là* mm (EC2 6.2.2(1))

ρ_l = hàm lượng cốt thép dọc chịu kéo = $\frac{A_{sl}}{bd} \leq 0.02$ (EC2 6.2.2(1))

A_{sl} là diện tích cốt thép dọc chịu kéo (EC2 6.2.2(1))

2.4.2.3.Xác định cốt thép chịu cắt yêu cầu

Lực cắt đặt vào tiết diện không được vượt quá giá trị lớn nhất (EC2 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw}b\,z\nu_1 f_{cd}}{cot\theta + tan\theta}$$

Trong đó:

α_{cw} được lấy bằng 1 (EC2 6.2.3(3)).

Hệ số giảm cường độ cho tiết diện bê tông nứt khi chịu cắt, ν_1, được xác định như sau (EC2 6.2.2(6)):

$$\nu_1 = 0.6(1 - \frac{f_{ck}}{250})$$

$$z = 0.9d \quad (EC2\ 6.2.3(1))$$

θ được xác định từ phương trình sau:

$$V_{Ed} = V_{Rd,max}$$

$$\leftrightarrow V_{Ed} = \alpha_{cw}b\,z\nu_1 f_{cd}/(cot\theta + tan\theta)$$

$$\leftrightarrow V_{Ed} = 0.5\alpha_{cw}b\,z\nu_1 f_{cd} sin2\theta$$

Cốt thép chịu cắt yêu cầu được tính toán như sau:

PiStructure

Nếu $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{A_{s,min}}{s}$$

Nếu $V_{Rd,c} < V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} cot\theta} \geq \frac{A_{s,min}}{s}$$

Nếu $V_{Ed} > V_{Rd,max}$, tiết diện bị phá hoại, cần tăng kích thước tiết diện.

Hàm lượng cốt thép chịu cắt tối thiểu được xác định như sau (EC2 9.2.2(5)):

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \frac{0.08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} b_w$$

2.4.3. Thiết kết cốt thép chịu xoắn

Cốt thép chịu xoắn được thiết kế cho từng tổ hợp tải trọng thiết kế tại mỗi đài dọc theo chiều dài dầm. Các bước sau đây liên quan đến việc thiết kế cốt thép dọc và cốt thép chịu cắt cho một vị trí cụ thể do dầm xoắn:

- Xác định mô men xoắn tính toán, T_u.
- Xác định các thuộc tính của tiết diện.
- Xác định khả năng chịu xoắn cực hạn.
- Xác định cốt thép chịu xoắn yêu cầu.

2.4.3.1. Xác định mô men xoắn tính toán

Trong thiết kế cốt thép xoắn dầm, xoắn cho mỗi tổ hợp tải trọng tại một vị trí dầm cụ thể có được bằng cách tính các xoắn tương ứng cho các trường hợp tải trọng khác nhau với các hệ số tổ hợp tải trọng tương ứng.

Trong kết cấu siêu tĩnh, nơi có thể xảy ra sự phân bố lại lực xoắn trong cấu kiện do sự phân bố lại nội lực khi nứt, T_{Ed} thiết kế được phép giảm theo tiêu chuẩn (EC2 6.3.1(2)). Tuy nhiên, chương trình không tự động phân phối lại nội lực và giảm T_u. Nếu muốn phân phối lại, người dùng nên giải phóng mức độ tự do xoắn (DOF) trong phần mềm có thể phân tích nội lực kết cấu.

2.4.3.2. Xác định các thuộc tính của tiết diện

Đối với thiết kế xoắn, các thuộc tính tiết diện đặc biệt, chẳng hạn như A_k, t_{ef}, u, u_k và z_i, được tính toán. Các thuộc tính này được mô tả trong phần sau (EC2 6.3.2).

A = Diện tích được bao bọc bởi chu vi ngoài của tiết diện bê tông

A_k = Diện tích được bao quanh bởi đường tâm của vách chịu xoắn, trong đó đường tâm được định vị là 1 khoảng $t_{ef}/2$ từ bề mặt ngoài cùng của tiết diện.

t_{ef} = Chiều dày vách chịu xoắn = A/u. Được lấy tối thiểu 2 lần khoảng cách giữa mép ngoài mặt dầm và trọng tâm cốt thép dọc.

PiStructure

u = Chu vi ngoài cùng của tiết diện bê tông

u_k = Chu vi của vùng A_k đã định nghĩa ở trên

z_i = Chiều dài vách i, được xác định bằng khoảng cách giữa các điểm nút của đường tâm vách chịu xoắn.

Khi tính toán các thuộc tính của phần liên quan đến cốt thép, chẳng hạn như A_k và u_k, giả định rằng khoảng cách giữa đường tâm của thanh đai kín ngoài cùng và bề mặt bê tông ngoài cùng là 50mm. Điều này tương đương với khoảng bảo vệ 38mm và một đai kín 12mm. Với giả thiết này, các thuộc tính đặc biệt cho tiết diện dầm hình chữ nhật được cho như sau (EC2 6.3.2):

$$A = bh$$

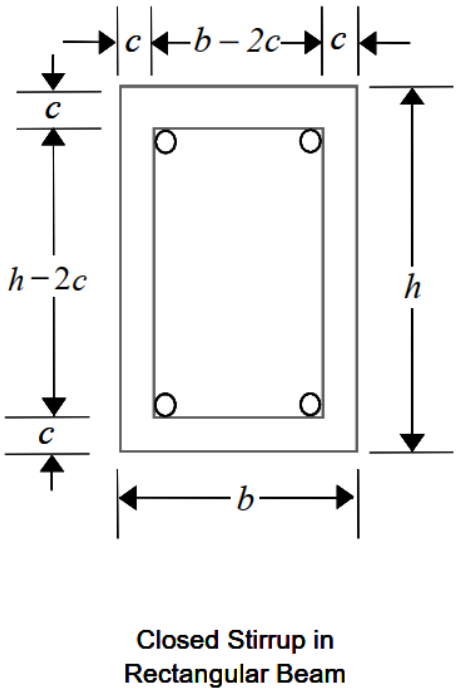
$$A_k = (b - t_{ef})(h - t_{ef})$$

$$u = 2b + 2h$$

$$u_k = 2(b - t_{ef}) + 2(h - t_{ef})$$

$$t_{ef} = A/u \geq 2 \times cover\ to\ center$$

Trong đó, kích thước tiết diện b, h và c được thể hiện trong Hình 2-2.



Hình 2-2. Đai kín và kích thước tiết diện khi thiết kế chịu xoắn

2.4.3.3. Xác định khả năng chịu xoắn cực hạn

Xoắn trong tiết diện có thể được bỏ qua, với yêu cầu hàm lượng cốt thép chịu cắt tối thiểu (EC2.9.2.1.1), nếu điều kiện công thức sau thỏa mãn:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1.0 \qquad \text{(EC2 6.3.2(5))}$$

Trong đó $V_{Rd,c}$ được xác định ở mục tính độ bền chịu cắt và $T_{Rd,c}$ là mô men chịu xoắn nứt, được tính như sau:

$$T_{Rd,c} = f_{ctd} f_{ef} 2A_k \qquad \text{(EC2 6.3.2(1), 6.3.2(5))}$$

Trong đó t_{ef} và f_{ctd} là cường độ bê tông chịu kéo thiết kế, xác định như sau:

$$t_{ef} = A/u \qquad \text{(EC2 6.3.2(1))}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk0.05} / \gamma_c \qquad \text{(EC2 Eq. 3.16)}$$

Trong đó A và u đã được định nghĩa ở mục trước, α_{ct} là hệ số kể đến ảnh hưởng dài hạn của bê tông chịu kéo, lấy bằng 1.0 và $f_{ctk0.05}$ được tính như sau:

$$f_{ctk0.05} = 0.7 f_{ctm} \qquad \text{(EC2 Bảng 3.1)}$$

2.4.3.4. Xác định cốt thép chịu xoắn

Nếu công thức ở mục trước được thỏa mãn, xoắn có thể được bỏ qua một cách an toàn (EC2 6.3.2(5)), với yêu cầu hàm lượng cốt thép chịu cắt tối thiểu. Trong trường hợp đó, chương trình báo cáo rằng không cần gia cố xoắn. Tuy nhiên, nếu công thức đó không thỏa mãn, giả thiết rằng sức kháng xoắn được cung cấp bởi đai kín, thép dọc, và vùng nén bê tông.

Nếu cốt thép chịu xoắn có dạng đai kín, lực cắt do mô men xoắn này, V_t, được tính toán trước, theo diện tích cốt thép đai yêu cầu như sau:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{V_t}{z f_{ywd} cot\theta} \qquad \text{(EC2 6.2.3(3))}$$

$$V_t = \left(h - t_{ef}\right) \frac{T_{Ed} - T_{con}}{2A_k} \qquad \text{(EC2 6.3.2(1))}$$

Cốt thép dọc yêu cầu chịu xoắn được tính như sau:

$$T_{con} = \left(1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}}\right) T_{Rd,c} \qquad \text{(EC2 6.3.2(5))}$$

$$A_{sl} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} cot\theta \frac{u_k}{f_{yd}} \qquad \text{(EC2 6.3.2(3))}$$

Trong đó θ là góc của thanh chịu nén, giống như mô tả của dầm chịu cắt. Khi tính toán, lấy θ bằng 45 độ. Tiêu chuẩn cho phép lấy từ 21.8 đến 45 độ (EC2 6.2.3(2)), chương trình giả thiết lấy 45 độ.

Khi cốt thép chịu xoắn được yêu cầu, một giá trị giới hạn trên của tổ hợp lực V_{Ed} và T_{Ed} chịu bởi tiết diện không được vượt quá khả năng của thanh giàn bê tông hay kiểm tra công thức:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1.0 \qquad \text{(EC2 6.3.2(4))}$$

Trong đó $T_{Rd,max}$, sức kháng xoắn thiết kế lớn nhất:

$$T_{Rd,max} = 2\nu\alpha_{cw} f_{cd} A_k t_{ef} sin\theta cos\theta \qquad \text{(EC2 6.3.2(4))}$$

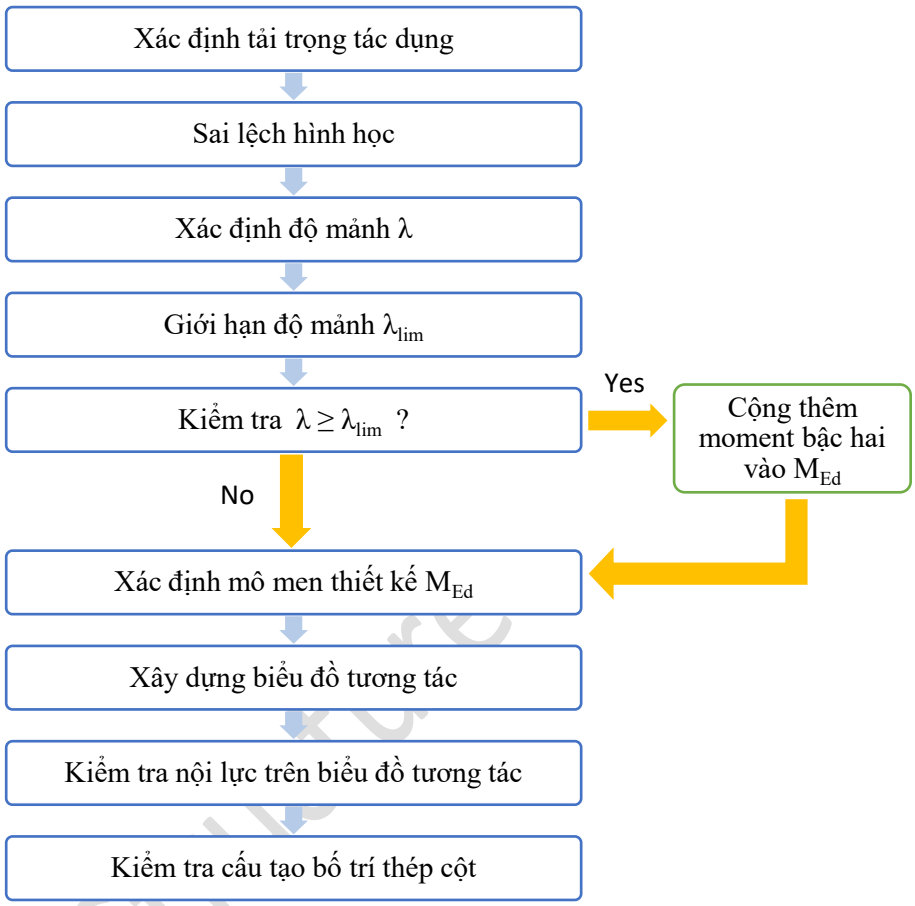
PiStructure

Nếu công thức trên không thỏa, một thông báo phá hoại sẽ được đưa ra. Trong trường hợp đó, tiết diện bê tông nên được tăng kích thước.

PiStructure

2.5. Thiết kế cột

Sơ đồ quy trình thiết kế cột bê tông cốt thép theo EN1992-1-1 (EC2)



2.5.1. Xác định tải trọng tác dụng

Từ kết quả phân tích khung, thu được:

- N_{Ed} – lực dọc thiết kế (axial design load).

- M_{top}, M_{bottom} – mô men thiết kế ở đầu và chân cột theo cả 2 phương chính vuông góc với nhau của tiết diện cột.

Các hiệu ứng bậc 1 (first-order effects) gồm:

- Mô men do tải trọng được lấy từ mô hình phân tích khung.

- Mô men do sai lệch hình học (imperfections).

Các hiệu ứng bậc hai (second-order effects) gây ra bởi sự thay đổi hình học có thể ảnh hưởng lớn đến cột chẳng hạn như các cột mảnh.

2.5.2. Sai lệch hình học (Imperfections)

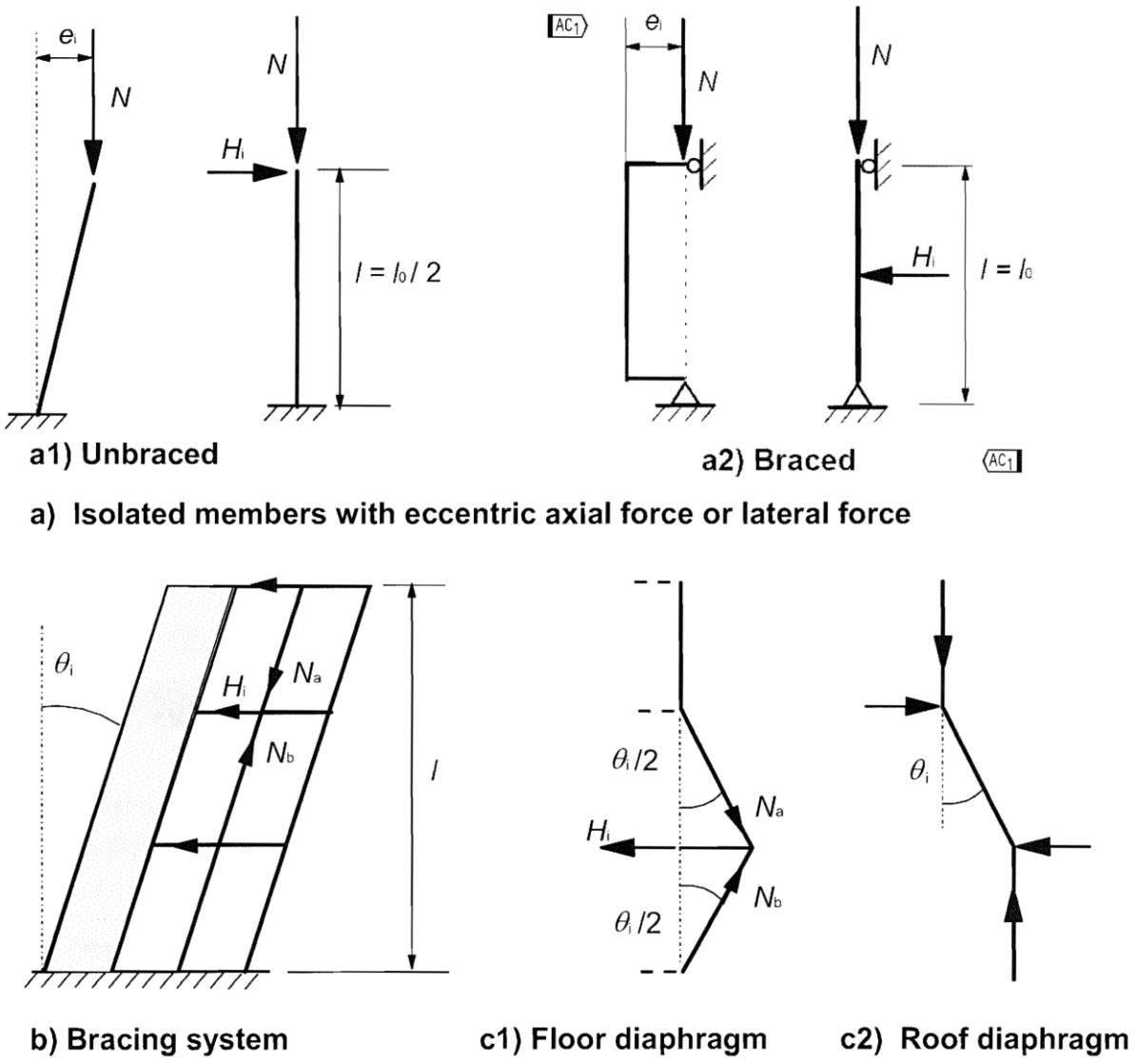


Figure 1. Ví dụ về ảnh hưởng của sai lệch hình học độ thẳng đứng

(Hình 5.1 EN1992-1-1)

Theo muc 5.2 EN1992-1-1, các sai lệch về kích thước tiết diện thường đã được kể đến trong hệ số vật liệu nên không cần tính đến trong phân tích kết cấu.

Sai lệch hình học không cần xem xét ở trạng thái SLS.

Tuy nhiên sai lệch độ thẳng đứng của cột cần được xem xét và được đại diện bởi độ nghiêng θ_i:

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m \qquad \text{(Công thức 5.1- EC2)}$$

Trong đó:

Giá trị ban đầu: $\theta_0 = 1/200$

Hệ số giảm chiều dài hoặc chiều cao:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} \; với i \; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1.0$$

Hệ số giảm theo số lượng của cấu kiện:

$$\alpha_m = \sqrt{0.5(1 + \frac{1}{m})}$$

l là chiều dài hoặc chiều cao thực tế của cấu kiện

m là số lượng cấu kiện đứng đóng góp vào ảnh hưởng tổng.

Trong Công thức 5.1, định nghĩa của l và m phụ thuộc vào hiệu ứng được xem xét, trong đó có thể phân biệt ba trường hợp chính (xem thêm Hình 5.1):

- Hiệu ứng lên cấu kiện biệt lập: $l =$ chiều dài thực tế của cấu kiện, $m = 1$.

- Hiệu ứng lên hệ giằng: $l =$ chiều cao tòa nhà, $m =$ số cấu kiện thẳng đứng góp phần tạo nên lực ngang tác dụng lên hệ giằng.

- Hiệu ứng sàn cứng hoặc mái cứng phân phối lại tải trọng ngang: $l =$ chiều cao tầng, $m =$ số cấu kiện thẳng đứng trong các tầng góp phần tạo nên tổng lực ngang tác dụng lên sàn.

Đối với các vách và các cột độc lập trong hệ giằng, α_m và α_h có thể lấy bằng 1.0, khi đó $\theta_i = \theta_0 = 1/200$.

Đối với các cấu kiện độc lập ở trạng thái ULS, ảnh hưởng của sai lệch hình học có thể được kể đến bằng 2 cách:

a) Kể đến như một độ lệch tâm, $e_i = \theta_i l_0/2$

Vì vậy đối với cột độc lập trong hệ giằng, $e_i = l_0/400$ có thể được sử dụng.

b) Kể đến như một lực ngang, H_i

$H_i = \theta_i N$ đối với hệ không giằng

$H_i = 2\theta_i N = N/100$ đối với hệ giằng

Theo mục 6.1(4) EN 1992-1-1, toàn bộ các cấu kiện chịu nén đều phải chịu một mô men lệch tâm tối thiểu:

$$e_0 = max(h/30, 20\ mm)$$

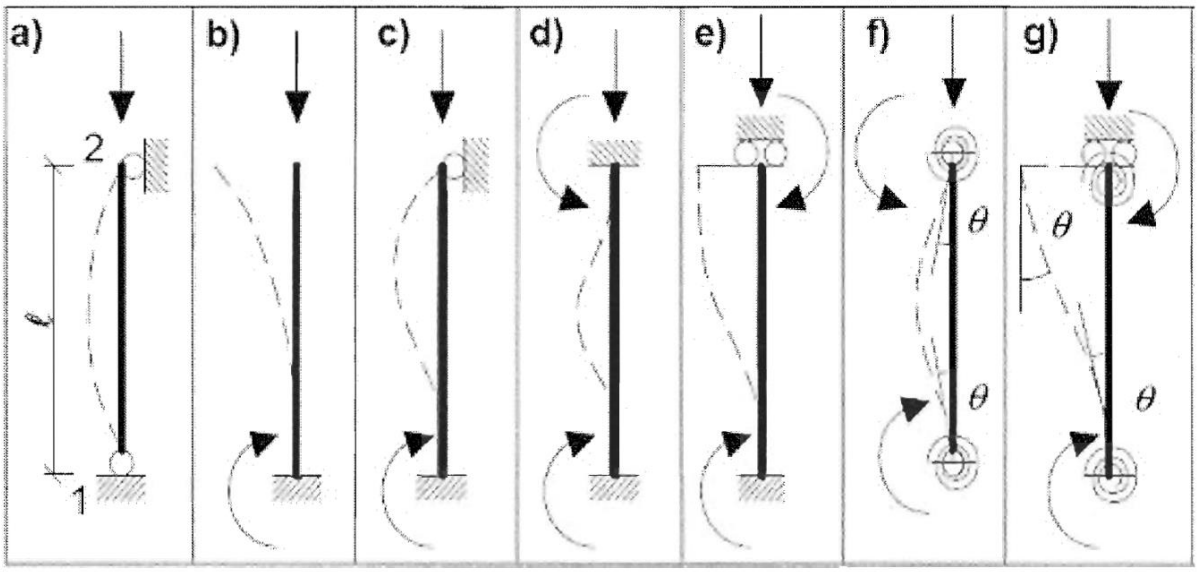
2.5.3. Xác định độ mảnh λ qua chiều dài tính toán (Effective length)

$$l_0 = Fl$$

l là chiều dài thực tế của cột.

Hệ số F phụ thuộc điều kiện liên kết đầu cột, cũng như phục thuộc vào hệ kết cấu tổng thể của cấu kiện là giằng (braced) hay không giằng (unbraced).

PStructure



a) $l_0 = l$ b) $l_0 = 2l$ c) $l_0 = 0{,}7l$ d) $l_0 = l / 2$ e) $l_0 = l$ f) $l/2 < l_0 < l$ g) $l_0 > 2l$

Figure 2. Các ví dụ về các dạng mất ổn định uốn dọc khác nhau và chiều dài tính toán (chiều dài hữu hiệu) tương ứng của các cấu kiện chịu nén làm việc độc lập (Hình 5.7 EN1992-1-1)

Đối với các cấu kiện được giằng (braced):

$$F = 0.5\sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1}\right)\left(1 + \frac{k_2}{0.45 + k_2}\right)}$$

Đối với các cấu kiện không được giằng (unbraced):

$$F = \max\left\{\sqrt{1 + 10 \times \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right)\left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right)\right\}$$

Trong đó:

$$k = \left(\frac{\theta}{M}\right)\left(\frac{EI}{l}\right)$$

$\theta =$ góc xoay của cấu kiện liên kết (restraining members) do mômen uốn M gây ra; xem thêm Hình 5.7 (f) và (g) EN1992-1-1.

$EI =$ độ cứng uốn của cấu kiện chịu nén, xem thêm 5.8.3.2 (4) và (5) EN1992-1-1.

$l =$ chiều cao thông thủy (clear height) của cấu kiện chịu nén giữa hai gối liên kết.

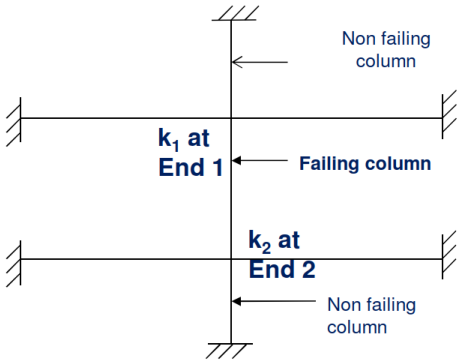
Ghi chú:

$k = 0$ là giới hạn lý thuyết tương ứng với gối cố định hoàn toàn (rigid rotational restraint), và $k = \infty$ là giới hạn của trường hợp không có liên kết chống xoay (no rotational restraint).

Vì trong thực tế rất hiếm khi đạt được liên kết cố định hoàn toàn, giá trị tối thiểu 0,1 được khuyến nghị dùng cho k_1 và k_2.

PStructure

EC 2: PD 6687 Cl.2.10 Concise: -



From PD 6687

The contribution of 'non failing' columns to the joint stiffness may be ignored

For beams θ/M may be taken as $l/2EI$ (allowing for cracking in the beams)

$k_1 = [EI / l]_{col} / [\Sigma 2EI / l]_{beams1}$ $k_2 = [EI / l]_{col} / [\Sigma 2EI / l]_{beams2}$

Assuming that the beams are symmetrical about the column and their sizes are the same in the two storeys shown, then:

$k_1 = k_2 = [EI / l]_{col} / [2 \times 2EI / l]_{beams} \geq 0.1$

Độ mảnh (Slenderness):

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

l_0 là chiều dài hữu hiệu của cột.

Với i là bán kính quán kính, $i = \sqrt{I/A}$

- Tiết diện chữ nhật: $\lambda = 3.46 l_0/h$

- Tiết diện tròn: $\lambda = 4 l_0/h$

2.5.4. Giới hạn độ mảnh cho phép (λ_{lim})

$$\lambda_{lim} = 20ABC/\sqrt{n}$$

Trong đó:

$$A = \frac{1}{1 + 0.2\varphi_{ef}}$$

Nếu không xác định được φ_{ef}, có thể lấy $A = 0.7$

φ_{ef} là hệ số từ biến hữu hiệu, xem mục 5.8.4

$$B = \sqrt{(1 + 2\omega)}$$

Nếu không xác định được ω, có thể lấy $B = 1.1$

$\omega = A_s f_{yd}/(A_c f_{cd})$, là tỉ số cốt thép cơ học

A_s là tổng diện tích thép dọc.

$$C = 1.7 - r_m$$

Nếu không xác định được r_m, có thể lấy $C = 0.7$

pStructure

$r_m = M_{01}/M_{02}$, là tỉ số mô men

M_{01}, M_{02} là mô men bậc 1 tại mỗi nút, $|M_{01}| \geq |M_{02}|$

Nếu mô men nút M_{01}và M_{02} tạo ra mặt kéo ở cùng bên, r_m nên lấy là giá trị dương, ngược lại thì lấy âm.

Trong các trường hợp sau đây, r_m phải được lấy bằng 1.0 (tức là C = 0,7):

- đối với các cấu kiện có giằng (braced members), trong đó mômen bậc nhất chỉ phát sinh, hoặc chủ yếu xuất hiện, do các sai lệch hình học ban đầu (imperfections) hoặc tải trọng ngang;
- đối với các cấu kiện không giằng (unbraced members) nói chung.

(2) Trong các trường hợp uốn hai phương (biaxial bending), tiêu chí độ mảnh (slenderness criterion) có thể được kiểm tra riêng biệt cho từng phương.

Tùy thuộc vào kết quả kiểm tra, hiệu ứng bậc hai (second-order effects) có thể:

(a) được bỏ qua ở cả hai phương, hoặc

(b) phải xét đến ở một phương, hoặc

(c) phải xét đến ở cả hai phương.

$$n = N_{Ed}/(A_c f_{cd})$$

- Nếu $\lambda < \lambda_{lim}$ → cột không mảnh (stocky)

- Nếu $\lambda \geq \lambda_{lim}$ → cột mảnh (slender)

2.5.5. Xác định mô men thiết kế M_{Ed} (Sử dụng phương pháp dựa trên độ cong danh đinh mục 5.8.8 EN1992-1-1)

Cột không mảnh (Stocky):

$$M_{Ed} = max(M_{02}, N_{Ed}e_0)$$

Cột mảnh (Slender):

$$M_{Ed} = \max(M_{02};\ M_{0e} + M_2;\ M_{01} + 0.5M_2;\ N_{Ed}\ e_0)$$

Trong đó:

$$M_{01} = min(|M_{top}|, |M_{bottom}|) + e_i N_{Ed}$$

$$M_{02} = max(|M_{top}|, |M_{bottom}|) + e_i N_{Ed}$$

$$M_{0e} = 0.6M_{02} + 0.4M_{01} \geq 0.4M_{02}$$

$$M_2 = N_{Ed}e_2$$

$$e_2 = \left(\frac{1}{r}\right)\frac{l_0^2}{c}$$

N_{Ed} là giá trị thiết kế của lực dọc (axial design force).

PiStructure

e_2 là độ võng (deflection), được tính theo:

$$e_2 = \frac{(1/r)\,\varphi_0^2}{c}$$

$1/r$ (hoặc χ_r) là độ cong – curvature, xem mục 5.8.8.3.

l_0 là chiều dài tính toán (effective length), xem mục 5.8.3.2.

(4) Đối với tiết diện không đổi, giá trị $c = 10$ ($\approx \pi^2$) thường được sử dụng. Nếu mômen bậc nhất (first-order mô men) là không đổi, thì nên xét giá trị c nhỏ hơn (giá trị 8 là giới hạn nhỏ hơn, tương ứng với mômen tổng cộng không đổi).

Chú thích:

Giá trị π^2 tương ứng với phân bố độ cong dạng hình sin (sinusoidal curvature distribution). Giá trị 8 tương ứng với độ cong không đổi (constant curvature). Lưu ý rằng c phụ thuộc vào phân bố của tổng độ cong (total curvature distribution).

2.5.6. Xây dựng biểu đồ tương tác để kiểm tra với tải trọng tác dụng

Xây dựng biểu đồ tương tác của tiết diện cột bằng cách quét toàn bộ khả năng chịu lực của tiết diện theo độ sâu vùng nén và hướng nghiêng trục trung hòa. Tại mỗi trạng thái, tính lực nén & mô men của bê tông và cốt thép theo EN1992-1-1, hình thành biểu đồ không gian 3D theo N–Mx–My. Sau đó với mỗi trường hợp tải trọng thiết kế, nội suy vị trí giao của đường tải trọng với mặt ngoài biểu đồ tương tác 3D để tìm khả năng chịu lực cực hạn và tỷ lệ khả năng chịu lực của tiết diện cột.

PStructure

Quy trình kỹ thuật tạo biểu đồ tương tác (interaction diagram) theo EN1992-1-1:

Bước 1: Chuẩn bị dữ liệu đầu vào

(1) Thông số tiết diện

- Hình dạng tiết diện (polygon, chữ nhật, tròn…)
- Kích thước tổng thể: b, h
- Vị trí tâm tiết diện (centroid)
- Kich thước phần tử chia lưới tính toán.

(2) Vật liệu

- Bê tông: cường độ chịu nén thiết kế của bê tông $f_{cd} = f_{ck} \,/\, 1.5$, biến dạng cực hạn của bê tông $\varepsilon_{cu} = 0.0035$
- Thép: cường độ thiết kế cốt thép $f_{yd} = f_{yk} \,/\, 1.15$ và mô đun đàn hồi thép E_s.

(3) Bố trí cốt thép

- Tọa độ từng thanh thép (x,y)

- Diện tích từng thanh thép
- Tổng diện tích thép bố trí $A_{s,total}$

Bước 2: Tạo lưới phân chia tiết diện

Chia tiết diện cột thành từng phần tử nhỏ, mỗi phần tử được phân loại là thuộc vùng nén hay thuộc vùng kéo tuỳ theo vị trí trục trung hòa.

Bước 3: Tính lặp theo độ sâu vùng nén chạy từ 0 đến giá trị lớn nhất.

Với mỗi mỗi chiều sâu vùng nén x, chạy tính lặp bước 4 được trình bày như sau:

Bước 4. Lặp theo góc nghiêng trục trung hòa ($\beta = 0 \rightarrow 2\pi$)

Với mỗi góc *β và chiều sâu vùng nén x*:

Bước 4.1. Phân loại ô lưới: Đánh dấu các phần tử thuộc vùng bê tông chịu nén.

Bước 4.2. Tính lực & mô men bê tông từ các phần tử bê tông chịu nén (M_{cx}, M_{cy})*:*

Bước 4.3. Tính lực & mô men cốt thép (M_{sx}, M_{sy})*:*

Với từng thanh thép:

- Khoảng cách d đến trục trung hòa:
- Biến dạng thép.
- Giới hạn ứng suất.
- Tính ra mô men của thép trong tiết diện từ ứng suất của thanh thép.

Bước 4.5. Tổng hợp lực – mô men:

$$N = N_c + N_s$$

$$M_x = M_{cx} + M_{sx}$$

$$M_y = M_{cy} + M_{sy}$$

$$M_{tt} = \sqrt{(M_x^2 + M_y^2)}$$

Bước 5. Hoàn tất hình thái 3D của biểu đồ tương tác N–Mx–My

Sau khi kết thúc 2 vòng lặp:

Có tất cả các điểm (N, M_x, M_y) đầy đủ cho mọi cặp (x, β)

Bước 6. Với mỗi cặp tải trọng thiết kế, tìm khả năng chịu lực tương ứng

Với mỗi cặp tải trọng thiết kế đã xác định từ mục 2.5.5:

Bước 6.1. Tính mô men tổng hợp cần kiểm tra:

Góc làm việc của tải trọng $\theta_t = atan(M_y, M_x)$

Bước 6.2. Với mỗi vùng nén x, nội suy theo β

Duyệt qua tất cả điểm β $(0 \rightarrow 2\pi)$:

5. Tìm hai điểm β kề nhau có góc θ bao quanh θ_t
6. Nội suy tuyến tính theo θ

PiStructure

→ tìm được:

7. N_{max} , $M_{x,max}$, $M_{y,max}$
8. Tìm được β_{found}, x_{found}

Bước 7. Tính tỷ lệ khả năng chịu lực (Strength Ratio)

Với tải trọng thiết kế yêu cầu (N_{tt}, M_{tt}):

$$SR = \frac{\sqrt{(N_{tt}^2 + M_{tt}^2)}}{\sqrt{(N_{max}^2 + M_{max}^2)}}$$

- $SR \leq 1.0$ → đạt
- $SR > 1.0$ → không đạt

PiStructure

3. Thiết kế theo ACI 318-14

3.1. Các tổ hợp tải trọng thiết kế

Các tổ hợp tải trọng thiết kế là các tổ hợp khác nhau của các trường hợp tải trọng mà kết cấu cần được thiết kế. Đối với ACI 318-14, nếu một kết cấu chịu tĩnh tải (D), hoạt tải (L), hoạt tải mái (Lr), tuyết (S), gió (W) và động đất (E), đồng thời xem xét gió và lực động đất có thể đảo ngược, cần xem xét các tổ hợp tải trọng sau (ACI 5.3.1):

1.4D

1.2D + 1.6L + 0.5Lr

1.2D + 1.0L + 1.6Lr

1.2D + 1.6(0.75 PL) + 0.5Lr

1.2D + 1.6L + 0.5S

1.2D + 1.0L + 1.6S

0.9D ± 1.0W

1.2D + 1.0L + 0.5Lr ± 1.0W

1.2D + 1.6Lr ± 0.5W

1.2D + 1.6S ± 0.5W

1.2D + 1.0L + 0.5S ± 1.0W

0.9D ± 1.0E

1.2D + 1.0L + 0.2S ± 1.0E

PStructure

3.2. Giới hạn độ bền của vật liệu

Cường độ chịu nén của bê tông, f_c', không được nhỏ hơn 17Mpa (ACI 19.2.1, Bảng 19.2.1.1). Giới hạn trên của cường độ chảy của cốt thép, f_y, được lấy bằng 550Mpa (ACI 20.2.2.4a, Bảng 20.2.2.4a) và giới hạn trên của cường độ chịu cắt của cốt thép, f_{yt}, được lấy bằng 420MPa (ACI 21.2.2.4a, Bảng 21.2.2.4a).

Người dùng chịu trách nhiệm đảm bảo rằng cường độ tối thiểu và tối đa được đáp ứng

3.3. Các hệ số an toàn từng phần

Các hệ số giảm cường độ, ϕ, được áp dụng cho cường độ xác định để đạt được cường độ thiết kế cho một cấu kiến. Các hệ số ϕ cho uốn, cắt và xoắn như sau:

ϕ = 0.90 đối với uốn (kiểm soát kéo) (ACI 21.2.1, Bảng 21.2.1).

ϕ = 0.75 đối với lực cắt và lực xoắn (ACI 21.2.1, Bảng 21.2.1).

Các giá trị này có thể điều chỉnh được; tuy nhiên, nên thận trọng.

3.4. Thiết kế dầm

3.4.1. Thiết kết cốt thép chịu uốn

Cốt thép chịu uốn trên và dưới dầm được thiết kế tại mỗi vị trí dọc theo dầm. Khi thiết kế cốt thép chịu uốn cho mô men chính của một dầm cụ thể, cho một vị trí cụ thể, cần thực hiện các bước sau:

- Xác định mô men tính toán.
- Xác định cốt thép chịu uốn yêu cầu.

3.4.1.1. Xác định mô men tính toán

Trong thiết kế cốt thép chịu uốn của dầm bê tông, dầm được thiết kế cho các mô men âm và dương lớn nhất thu được từ tất cả các tổ hợp tải trọng. Tính toán cốt thép dưới dầm dựa trên mômen dương của dầm. Tính toán cốt thép trên dựa trên mô men âm của dầm.

3.4.1.2. Xác định cốt thép chịu uốn yêu cầu

Trong quy trình thiết kế dầm chịu uốn, chương trình tính toán cả cốt thép chịu kéo và cốt thép chịu nén. Cốt thép chịu nén được thêm vào khi mô men thiết kế vượt quá khả năng chịu mô men lớn nhất của dầm chỉ cốt thép chịu kéo. Người dùng có thể chọn tránh thêm cốt thép chịu nén bằng cách tăng chiều cao hữu hiệu của dầm, bề rộng hoặc cường độ của bê tông.

Quy trình thiết kế dựa trên khối ứng suất hình chữ nhật được đơn giản hóa như trong Hình 3-1. Diện tích khối ứng suất và chiều cao khối chịu nén lấy như sau:

$$F_c = 0.85 f'_c ab \qquad \text{(ACI 22.2.2.4.1)}$$

$$a = \beta_1 c$$

Trong đó c là chiều cao của trục trung hòa. Hệ số β_1 định nghĩa chiều cao hiệu quả của vùng chịu nén và hệ số 0.85 định nghĩa cường độ hiệu quả được cho như sau:

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(f'_c - 4000)}{1000}, 0.65 \le \beta_1 \le 0.85 \qquad \text{(ACI 22.2.2.4.3)}$$

Giá trị của ϕ được lấy như giá trị đối với tiết diện kiểm soát kéo, được mặc định là 0.90 (ACI 9.3.2.1).

Giá trị lớn nhất của chiều cao vùng nén c_{max} được tính dựa trên giới hạn của biến dạng cốt thép chịu kéo không nhỏ hơn ε_{smin}, bằng 0.005 để kiểm soát ứng xử kéo (ACI 21.2.2, bảng 21.2.2):

$$c_{max} = \frac{\varepsilon_{cmax}}{\varepsilon_{cmax} + \varepsilon_{smin}} d$$

Trong đó;

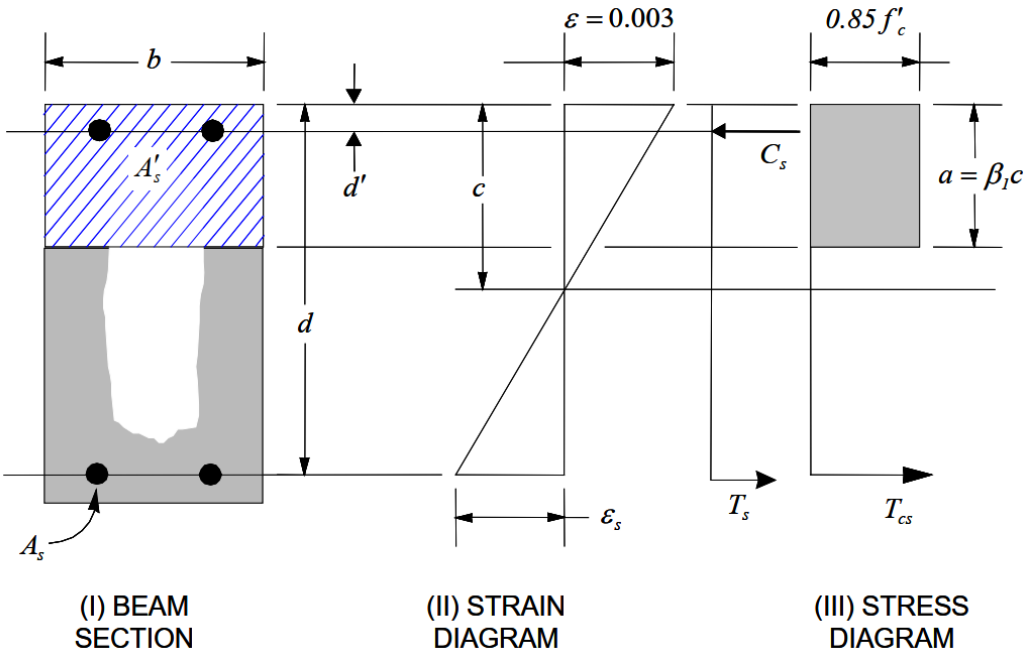
$\varepsilon_{cmax} = 0.003$

$\varepsilon_{smin} = 0.005$

Giá trị lớn nhất cho phép của khối nén hình chữ nhật, a_{max}, được cho bởi:

$$a_{max} = \beta_1 c_{max}$$

PStructure



Hình 3-1. Sơ đồ biến dạng và ứng suất trong dầm chữ nhật khi thiết kế chịu uốn

Giả định khả năng chịu mô men của dầm cốt thép đơn là $M = |M_u|$, dựa trên biểu đồ trên ta có:

$$M = \phi F_c \left(d - \frac{a}{2}\right) = \phi 0.85 f'_c ab(d - 0.5a)$$

Ta có phương trình bậc 2 biến a như sau:

$$a^2 - 2da + \frac{2M}{\phi 0.85 f'_c b} = 0$$

Phương trình trên có nghiệm khi:

$$\Delta = d^2 - \frac{2M}{\eta f_{cd} b} \geq 0$$

Nghiệm a khi đó là:

$$a = d - \left(d^2 - \frac{2M}{\phi 0.85 f'_c b}\right)^{0.5}$$

Suy ra:

$$c = a/\beta_1$$

Lưu ý: khi $\Delta < 0$ tức là tiết diện không đủ khả năng chịu mô men và bị phá hoại, chương trình sẽ đưa ra thông báo phá hoại cho tiết diện và người dùng cần tăng chiều cao hữu hiệu của dầm, bề rộng hoặc cường độ của bê tông.

So sánh a với a_{max},

- Nếu a không lớn hơn a_{max}, ta có:

$$T_s = f_y A_{st}$$

PiStructure

$$M = \phi T_s \left(d - \frac{a}{2}\right) \rightarrow A_{st} = \frac{M}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

- Nếu a lớn hơn a_{max} thì chứng tỏ tiết diện cần thêm cốt thép chịu nén ở vùng bê tông chịu nén vì chỉ bê tông với vùng cao bằng a_{max} thôi thì không đủ, lúc này tính mô men theo trọng tâm của cốt thép chịu nén ta có:

$$M = \phi \left[T_s(d - d') - F_c \left(\frac{a_{max}}{2} - d'\right)\right]$$

$$\leftrightarrow M = \phi \left[A_{st} f_y (d - d') - 0.85 f'_c b a_{max} \left(\frac{a_{max}}{2} - d'\right)\right]$$

$$\rightarrow A_{st} = \frac{M + 0.85 f'_c b a_{max} \left(\frac{a_{max}}{2} - d'\right)}{\phi f_y (d - d')}$$

Tính diện tích thép chịu nén cần thiết:

$f_{sc} = \min(f_y, \varepsilon_{sc} E_s) = min\left(f_y, \frac{\varepsilon_{cmax} E_s (c_{max} - d')}{c_{max}}\right)$ (ACI 9.2.1.2, 9.5.2.1, 20.2.2, 22.2.1.2)

$C_s = f_{sc} A_{sc}$

$F_c = 0.85 f'_c a_{max} b$ (ACI 22.2.2.4.1)

Từ phương trình cân bằng ta có:

$$\sum C = \sum T \leftrightarrow F_c + C_s = T_s \leftrightarrow 0.85 f'_c b a_{max} + A_{sc} f_{sc} = f_y A_{st}$$

$$\rightarrow A_{sc} = \frac{0.85 f'_c b a_{max} + A_{st} f_{st}}{f_{sc}}$$

3.4.1.3. Hàm lượng cốt thép tối thiểu và tối đa

Hàm lượng tối thiểu của cốt thép chịu uốn thớ chịu kéo, được yêu cầu trong tiết diện dầm là giá trị nhỏ hơn trong các giá trị giới hạn sau:

$$A_{s,min} = \max\left(\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} bd, \frac{1.4}{f_y} bd\right)$$ (ACI 9.6.1.2)

$$A_{s,min} \geq \frac{4}{3} A_{s(required)}$$ (ACI 9.6.1.3)

Giới hạn trên của cốt thép thớ chịu kéo và thớ chịu nén, $A_{s,max}$, là 0.04 lần diện tích tiết diện nguyên.

3.4.2. Thiết kết cốt thép chịu cắt

Cốt thép chịu cắt được thiết kế cho mỗi tổ hợp tải trọng tại mỗi vị trí dọc chiều dài dầm. Khi thiết kế cốt thép chịu cắt cho một dầm cụ thể, đối với một tổ hợp tải trọng cụ thể, tại một vị trí cụ thể do lực cắt chính của dầm, cần thực hiện các bước sau (EC2 6.2):

- Xác định lực cắt tính toán, V_u.
- Xác định khả năng chịu cắt của bê tông, V_c.

PiStructure

- Xác định cốt thép chịu cắt yêu cầu.

3.4.2.1. Xác định lực cắt tính toán

Trong thiết kế cốt thép chịu cắt của dầm, lực cắt cho mỗi tổ hợp tải trọng tại một trạm dầm cụ thể có được bằng cách tính các lực cắt tương ứng cho các trường hợp tải trọng khác nhau với các hệ số tổ hợp tải trọng tương ứng.

3.4.2.2. Xác định khả năng chịu cắt của bê tông

Khả năng chịu cắt của bê tông, $V_{Rd,c}$, được tính như sau:

$$V_c = 0.17\left(1 + \frac{N_u}{14bh}\right)\sqrt{f_c'}bd \qquad \text{(ACI 22.5.5.1)}$$

Với giá trị giới hạn của $\sqrt{f_c'} \leq 8.3\ MPa$ (ACI 22.5.3.1)

Trong đó:

N_u là lực dọc vuông góc với mặt tiết diện và xảy ra đồng thời với V_u, lấy giá trị dương cho trường hợp lực nén và âm cho trường hợp lực kéo.

f_c có đơn vị là MPa.

3.4.2.3. Xác định diện tích cốt thép chịu cắt yêu cầu

Giá trị lực cắt được giới hạn bởi giá trị:

$$V_{max} = V_c + (0.66\sqrt{f_c'})bd \qquad \text{(ACI 22.5.1.2)}$$

Cho biết V_u, V_c, V_{max}, và với $\phi = 0.75$ là hệ số giảm cường độ, cường độ cốt thép chịu cắt được giới hạn đến 420Mpa ngay cả khi sử dụng cốt thép có cường độ lớn hơn. Diện tích cốt thép chịu cắt được tính như sau:

- Nếu $V_u \leq 0.5\phi V_c$,

$$\frac{A_v}{s} = 0 \qquad \text{(ACI 9.6.3.1)}$$

- Nếu $0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_{max}$,

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_{yt} d} \qquad \text{(ACI 22.5.1.1, 22.5.10.1, 20.5.10.5.3)}$$

- Nếu $V_u \geq \phi V_{max}$, tiết diện bị phá hoại, lúc này cần phải tăng kích thước của tiết diện lên.

Hàm lượng cốt thép chịu cắt tối thiểu:

$$\frac{A_v}{s} \geq \max\left(\frac{0.062\sqrt{f_c'}}{f_{yt}}b, \frac{0.35}{f_{yt}}b\right) \qquad \text{(ACI 9.6.3.3, Bảng 9.6.3.3)}$$

3.4.3. Thiết kết cốt thép chịu xoắn

Cốt thép chịu xoắn được thiết kế cho từng tổ hợp tải trọng thiết kế tại mỗi đài dọc theo chiều dài dầm. Các bước sau đây liên quan đến việc thiết kế cốt thép dọc và cốt thép chịu cắt cho một vị trí cụ thể do dầm xoắn:

- Xác định mô men xoắn tính toán, T_u.

PiStructure

- Xác định các thuộc tính của tiết diện.
- Xác định khả năng chịu xoắn cực hạn.
- Xác định cốt thép chịu xoắn yêu cầu.

3.4.3.1. Xác định mô men xoắn tính toán

Trong thiết kế cốt thép chịu xoắn cho dầm, xoắn cho mỗi tổ hợp tải trọng tại một vị trí dầm cụ thể có được bằng cách tính các xoắn tương ứng cho các trường hợp tải trọng khác nhau với các hệ số tổ hợp tải trọng tương ứng (ACI 9.4.4.2).

Trong kết cấu không xác định tĩnh, nơi có thể xảy ra sự phân bố lại lực xoắn trong cấu kiện do sự phân bố lại nội lực khi nứt, T_u thiết kế được phép giảm theo tiêu chuẩn (ACI 22.7.3.3). Tuy nhiên, chương trình không tự động phân phối lại nội lực và giảm T_u. Nếu muốn phân phối lại, người dùng nên giải phóng mức độ tự do xoắn (DOF) trong phần mềm có thể phân tích nội lực kết cấu.

3.4.3.2. Xác định các thuộc tính của tiết diện

Đối với thiết kế xoắn, các thuộc tính tiết diện đặc biệt, chẳng hạn như $A_{cp}, A_{oh}, A_o, p_{cp}$ và p_h, được tính toán. Các thuộc tính này được mô tả trong phần sau (ACI 2.2).

A_{cp} = Diện tích được bao bọc bởi chu vi ngoài của mặt cắt ngang bê tông

A_{oh} = Diện tích được bao quanh bởi đường tâm của cốt thép chịu xoắn ngang ngoài cùng

A_o = Tổng diện tích được bao quanh bởi đường cắt dòng chảy

p_{cp} = Chu vi ngoài cùng của mặt cắt ngang bê tông

p_h = Chu vi đường tim của cốt thép chịu lực xoắn ngang khép kín ngoài cùng.

Khi tính toán các thuộc tính của phần liên quan đến cốt thép, chẳng hạn như A_{oh}, A_o và p_h, giả định rằng khoảng cách giữa đường tâm của thanh đai kín ngoài cùng và bề mặt bê tông ngoài cùng là 50mm. Điều này tương đương với khoảng bảo vệ 38mm và một đai kín 12mm. Với giả thiết này, các thuộc tính đặc biệt cho tiết diện dầm hình chữ nhật được cho như sau:

$A_{cp} = bh$ (ACI 2.2, R22.7.5)

$A_{oh} = (b - 2c)(h - 2c)$ (ACI 2.2, R22.7, Fig R22.7.6.1.1)

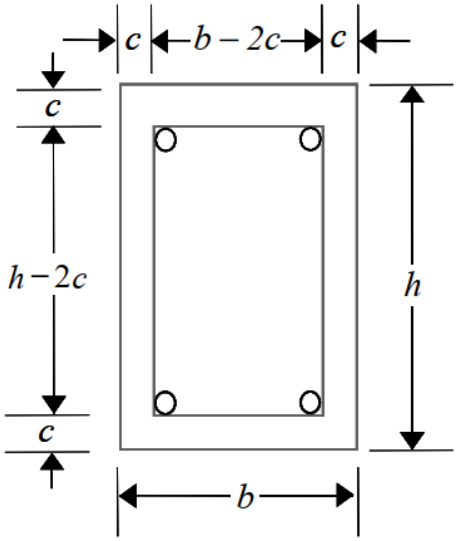
$A_o = 0.85A_{oh}$ (ACI 2.2, R22.7.5)

$p_{cp} = 2b + 2h$ (ACI 2.2, R22.7.5)

$p_h = 2(b - 2c) + 2(h - 2c)$ (ACI 2.2, R22.7.5)

Trong đó, kích thước tiết diện b, h và c được thể hiện trong Hình 3-2.

PiStructure



Closed Stirrup in Rectangular Beam

Hình 3-2. Đai kín và kích thước tiết diện khi thiết kế chịu xoắn

3.4.3.3. Xác định khả năng chịu xoắn cực hạn

Ngưỡng giới hạn xoắn T_{th} và giới hạn xoắn nứt T_{cr} mà xoắn trong tiết diện có thể bỏ qua được tính như sau:

$$T_{th} = 0.083\sqrt{f_c'}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.33\sqrt{f_c'}}} \qquad \text{(ACI 22.7.4.1, Bảng 22.7.4.1a)}$$

$$T_{cr} = 4\times 0.083\sqrt{f_c'}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.33\sqrt{f_c'}}} \qquad \text{(ACI 22.7.5.1g, Bảng 22.7.5.2)}$$

Trong đó f_{pc} là ứng suất nén bê tông tại trọng tâm của tiết diện; $\phi = 0.75$ là hệ số giảm cường độ cho xoắn, f_c' là cường độ chịu nén của bê tông.

3.4.3.4. Xác định cốt thép chịu xoắn

Nếu độ xoắn tính toán T_u nhỏ hơn giới hạn ngưỡng, T_{th}, độ xoắn có thể được bỏ qua một cách an toàn (ACI 22.7.1.1, 9.6.4.1). Trong trường hợp đó, chương trình báo cáo rằng không cần gia cố xoắn. Tuy nhiên, nếu T_u vượt quá giới hạn ngưỡng, T_{th}, giả thiết rằng sức kháng xoắn được cung cấp bởi đai kín, thép dọc, và vùng nén bê tông (ACI 22.7.1, 22.7.6.1). Lưu ý rằng cường độ cốt thép dọc, f_y và cường độ cốt thép ngang, f_{yt}, được giới hạn ở 420MPa (ACI 20.2.2.4a), ngay cả khi đặc tính vật liệu được xác định với giá trị cao hơn.

Nếu $T_u > T_{cr}$, cốt thép đai kín yêu cầu được tính toán như sau:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u tan\theta}{\phi 2A_o f_{yt}} \qquad \text{(ACI 22.7.6.1)}$$

PiStructure

Và diện tích cốt thép dọc được tính như sau:

$$A_l = \frac{T_u p_h}{\phi 2 A_o f_y tan\theta} \qquad \text{(ACI 22.7.6.1)}$$

Trong đó, giá trị nhỏ nhất của $\frac{A_t}{s}$ được lấy tối thiểu như sau:

$$A_{l,min} \geq \frac{0.42\sqrt{f_c'} A_{cp}}{fy} - \left(\frac{A_t}{s}\right) p_h \left(\frac{f_{yt}}{fy}\right) \qquad \text{(ACI 9.6.4.3a)}$$

$$A_{l,min} \geq \frac{0.42\sqrt{f_c'} A_{cp}}{fy} - \left(\frac{0.175b}{f_{yt}}\right) p_h \left(\frac{f_{yt}}{fy}\right) \qquad \text{(ACI 9.6.4.3b)}$$

Góc θ được lấy bằng 45 độ. Tiêu chuẩn cho phép lấy bất kì giá trị nào từ 30 đến 60 độ.

Một giá trị giới hạn trên của tổ hợp V_u và T_u được thực hiện cho tiết diện bằng cách kiểm tra công thức:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{bd}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{bd} + 0.66\sqrt{f_c'}\right) \qquad \text{(ACI 22.7.7.1a)}$$

Nếu sự kết hợp của V_u và T_u vượt quá giới hạn này, một thông báo lỗi sẽ được đưa ra. Trong trường hợp đó, tiết diện bê tông nên được tăng kích thước.

Khi yêu cầu cốt thép chịu xoắn ($T_u > T_{cr}$) thì diện tích cốt đai ngang kín và diện tích cốt thép chịu cắt đều phải thỏa mãn giới hạn sau.

$$\left(\frac{A_v}{s} + 2\frac{A_t}{s}\right) \geq \max\left\{0.062\frac{\sqrt{f_c'}}{f_{yt}} b, \frac{0.35}{f_y} b\right\} \qquad \text{(ACI 9.6.4.3b)}$$

Nếu phương trình này không thỏa mãn với A_v/s và A_t/s được tính toán ban đầu, A_v/s sẽ được tăng lên để thỏa mãn điều kiện này. Trong trường hợp đó, A_v/s không cần phải đáp ứng ACI Mục 9.6.6.3 một cách độc lập.

RiStructure

Tài liệu tham khảo

TCVN 2737:2023, Tải Trọng Và Tác Động

TCVN 5574:2018, Thiết Kế Kết Cấu Bê Tông Và Bê Tông Cốt Thép.

SAFE ® 2016, Reinforced Concrete Design Manual.

EN 1992-1-1, 2004. Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 1-1, General Rules and Rules for Buildings, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

EN 1990:2002. Eurocode: Basis of Structural Design (includes Amendment A1:2005), European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

ACI, 2014. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14), American Concrete Institute, P.O. Box 9094, Farmington Hills, Michigan.

PiStructure