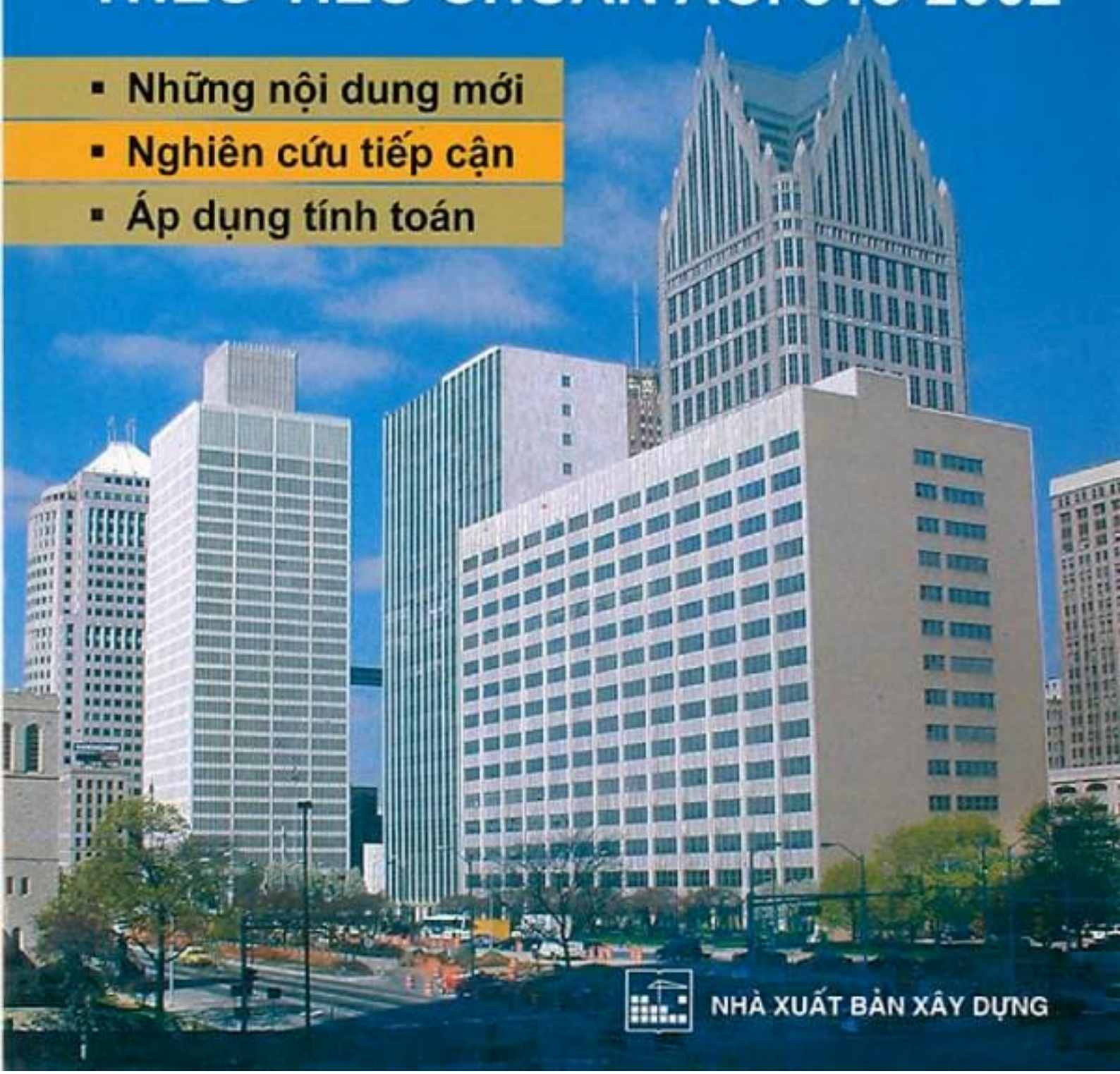
PGS. TS. TRẦN MẠNH TUÂN

TÍNH TOÁN KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP

THEO TIÊU CHUẨN ACI 318-2002

- Những nội dung mới
- Nghiên cứu tiếp cận
- Áp dụng tính toán



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

PGS. TS. TRẦN MẠNH TUÂN

TÍNH TOÁN KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP

THEO TIÊU CHUẨN ACI 318-2002

- Những nội dung mới
- Nghiên cứu tiếp cận
- Áp dụng tính toán

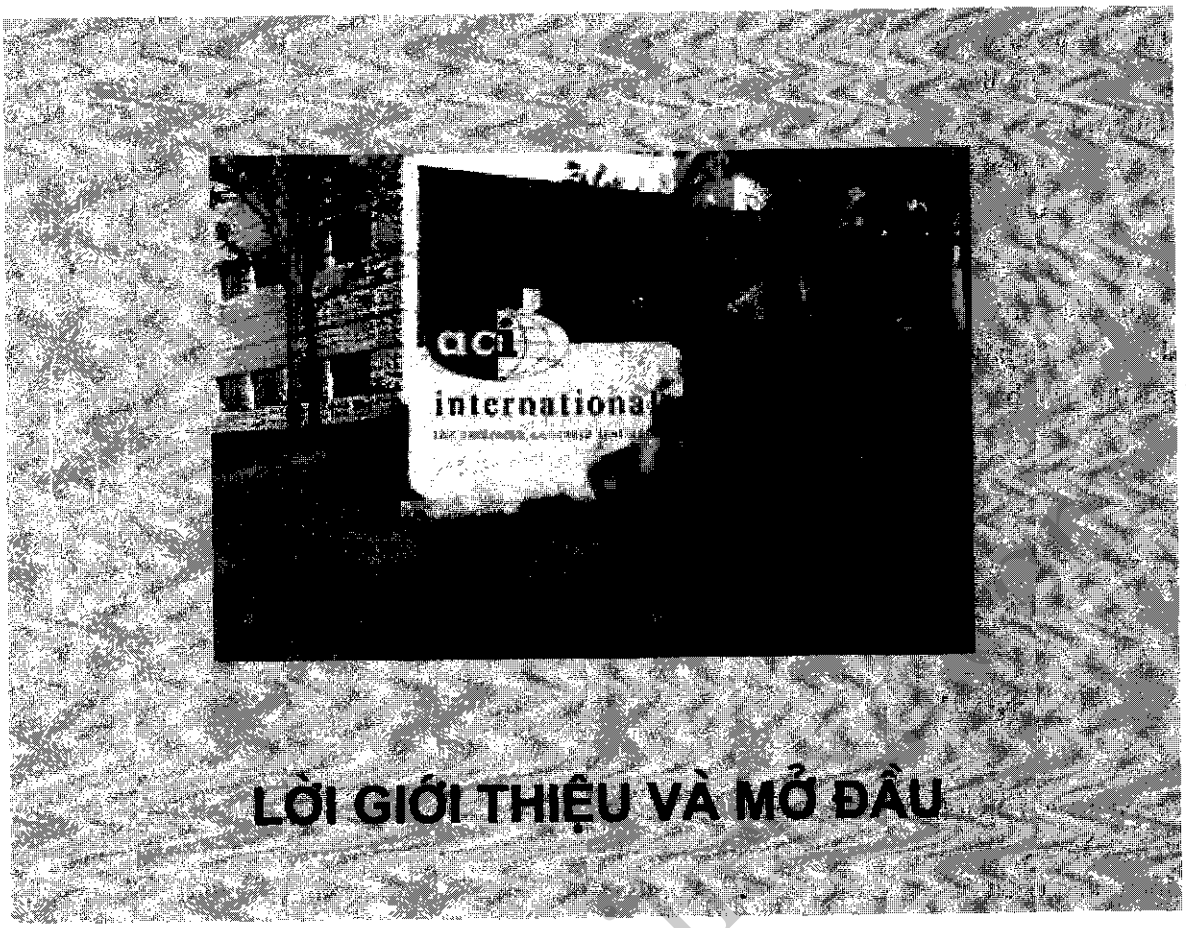
http://www.tailieuxd.com

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2003

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

http://www.tailieuxd.com

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/



LỜI GIỚI THIỆU VÀ MỞ ĐẦU

Lời giới thiệu

TÍNH TOÁN KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO TIÊU CHUẨN ACI 318-02 là một trong những tài liệu đầu tiên giới thiệu nội dung, phương pháp tính toán các cấu kiện bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn của Viện Bê tông Hoa Kỳ (ACI) tại Việt Nam. Tài liệu này sẽ giúp các kỹ sư xây dựng tìm hiểu, tiếp cận các nguyên lý, giả thiết cơ bản của hệ thống tiêu chuẩn của ACI, tạo điều kiện nghiên cứu, học tập cũng như tìm kiếm giải pháp trong xu thế hoà nhập các tiêu chuẩn thiết kế của các nước trong khu vực cũng như trên phạm vi thế giới.

Tài liệu này cập nhật những thay đổi mới nhất của tiêu chuẩn ACI 318 năm 2002 với những nội dung cơ bản trong quan niệm về phân loại các trường hợp phá hoại của cấu kiện bê tông cốt thép. Quan niệm thiết kế dựa trên trạng thái cân bằng được thay thế bằng cách khống chế biến dạng của cốt thép chịu kéo hoặc chiều cao tương đối của tiết diện. Điều đó dẫn tới những thay đổi cơ bản trong các bước tính toán thiết kế cũng như kiểm tra cường độ của các cấu kiện bê tông cốt thép.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Tác giả đã cố gắng trình bày những nội dung mới một cách đơn giản và theo cấu trúc một giáo trình để người đọc dễ dàng tiếp cận với nội dung mới. Một số nghiên cứu mới cũng được đưa vào cuốn sách làm phong phú thêm nội dung và có ích hơn cho việc tham khảo các vấn đề liên quan. Thông qua các ví dụ minh họa, người đọc có thể nắm được cách vận dụng tiêu chuẩn trong thực tế tính toán với hệ thống đơn vị theo hệ "inch-pound".

Tài liệu được biên soạn trên cơ sở các nguồn tài liệu tham khảo mới nhất về ACI 318-02 và được sự hỗ trợ khuyến khích của các chuyên gia tại Viện Bê tông Hoa Kỳ. Hy vọng rằng nội dung tài liệu này thực sự hữu ích trong công tác đào tạo, nghiên cứu, ứng dụng và phổ biến các nội dung cơ bản của tiêu chuẩn ACI 310-02. Xin trân trọng giới thiệu để bạn đọc tham khảo.

GS. TS. Nguyễn Xuân Bảo,
Nguyên Hiệu trưởng Đại học Thuỷ lợi Hà Nội

Mở đầu

Sự phát triển nhanh chóng của khoa học kỹ thuật nói chung và khoa học xây dựng nói riêng ngày càng tạo thêm nhiều thách thức mới cho các chuyên gia xây dựng, đặc biệt trong giai đoạn phát triển các ứng dụng của công nghệ tin học và các loại vật liệu mới. Nhiều công trình xây dựng được thiết kế theo các dạng kiến trúc mới, đáp ứng yêu cầu sử dụng đa dạng của xã hội, sử dụng các tiến bộ của khoa học vật liệu, thi công nhanh, giảm giá thành, đòi hỏi nhiều hiểu biết không chỉ về lý thuyết tính toán mà cả thực tế xây dựng nữa.

Các tiêu chuẩn thiết kế công trình bê tông cốt thép cũng ngày càng được nghiên cứu, áp dụng rộng rãi ở nhiều nước với nội dung và hình thức có nhiều điểm rất khác nhau. Trong xu thế hoà nhập thế giới, việc nắm vững các tiêu chuẩn thiết kế thông dụng trên thế giới là điều kiện cần thiết để có thể hợp tác trao đổi và hội nhập trong các lĩnh vực khoa học kỹ thuật.

Chúng ta đều biết, hiện nay hệ thống tiêu chuẩn của Việt Nam đang dần từng bước được biên soạn lại trên cơ sở những tiến bộ mới nhất của khoa học kỹ thuật. Các công trình hạ tầng vay vốn nước ngoài, các công trình liên doanh, 100% vốn nước ngoài thường do tư vấn nước ngoài thiết kế. Việc thẩm định, duyệt các công trình này đòi hỏi phải nắm vững các kiến thức của các tiêu chuẩn nước ngoài. Việc nghiên cứu tìm hiểu các tiêu chuẩn quốc tế là nhu cầu bắt buộc của các kỹ sư tư vấn Việt Nam.

Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép của Viện Bê tông Hoa Kỳ (American Concrete Institute - ACI) là một trong các tiêu chuẩn được nhiều nước trên thế giới công nhận và áp dụng. Tài liệu này giới thiệu các kiến thức cơ bản của tiêu chuẩn ACI, áp dụng tính toán cho các cấu kiện cơ bản thường gặp trong thực tế. Để người đọc có thể tiếp cận dễ dàng với

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

cách tính toán cũng như các ký hiệu, trình tự thiết kế theo các tài liệu của ACI, nội dung cuốn sách này được tác giả trình bày theo các kiến thức, thuật ngữ quen thuộc với các kỹ sư xây dựng Việt Nam.

Đây không phải là một tài liệu thay thế quy trình tính toán thiết kế kết cấu bê tông cốt thép mà chỉ là tài liệu giới thiệu những nội dung cơ bản của việc áp dụng tiêu chuẩn ACI 318-02, tiêu chuẩn mới nhất, ban hành năm 2002 với những nội dung thay đổi so với tiêu chuẩn năm 1999. Các nội dung chi tiết về các kết cấu cụ thể như sàn phẳng một hướng, hai hướng, cột mảnh, móng bê tông, nối neo thép, tính toán động đất, ... có thể tham khảo thêm trong các tài liệu về thiết kế kết cấu bê tông cốt thép hiện đại theo tiêu chuẩn ACI của Nhà xuất bản Giao thông vận tải.

Tài liệu này được biên soạn trong thời gian nghiên cứu tại Viện bê tông Hoa Kỳ trên cơ sở các tài liệu mới nhất và xu thế đổi mới tiêu chuẩn thiết kế và các tài liệu hỗ trợ thiết kế do tiểu ban ACI 340 thảo luận tại Hội nghị quốc tế về bê tông mùa xuân năm 2002 (ACI Spring Convention) tại Detroit, Michigan, USA. Một số quy trình tính toán lần đầu tiên được trình bày dưới dạng các công thức biến đổi trực tiếp từ các phương trình cơ bản, theo trình tự quen thuộc với các tài liệu trong nước, tạo điều kiện để người đọc tiếp cận một cách dễ dàng hơn đối với tiêu chuẩn ACI 318-02.

Cuốn sách này có thể dùng làm tài liệu tham khảo cho các kỹ sư xây dựng, các chuyên gia thiết kế kết cấu bê tông, các chuyên gia nghiên cứu về tiêu chuẩn xây dựng và dùng làm tài liệu giảng dạy cho các lớp đào tạo về tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép của ACI, các chuyên đề cho các lớp cao học ngành công trình xây dựng, giao thông, thuỷ lợi.

Thời gian tìm hiểu và nghiên cứu biên soạn tài liệu không nhiều, tuy đã cố gắng để các kiến thức được trình bày một cách gần gũi với người đọc, nhưng chắc chắn còn nhiều thiếu sót về cả nội dung và hình thức. Tác giả xin chân thành biết ơn và rất mong nhận được những ý kiến góp ý của bạn đọc để tài liệu có thể được bổ sung, sửa chữa và xuất bản lại hoàn thiện hơn. Các ý kiến đóng góp xin gửi về Bộ môn Kết cấu công trình (KCCT), Khoa Công trình, Đại học Thuỷ lợi Hà Nội, 175 Tây Sơn, Đống Đa, Hà Nội. E-mail: tuan_hwru@fulbrightweb.org

Lời cảm ơn

Tác giả bày tỏ lòng biết ơn chân thành đối với Fulbright Scholar Program của Việt Nam, Hội đồng trao đổi học giả quốc tế của Hoa Kỳ (CIES) đã tài trợ chương trình nghiên cứu này, tạo điều kiện để cuốn sách ra đời, cập nhật kịp thời tiêu chuẩn thiết kế của Viện Bê tông Hoa Kỳ ban hành năm 2002.

Tác giả chân thành cám ơn Viện Bê tông Hoa Kỳ (ACI), các nhân viên Phòng Kỹ thuật của ACI, đặc biệt Kỹ sư trưởng của Viện, Tiến sỹ Shuaib Ahmad đã giúp đỡ, hỗ trợ và động viên, khích lệ, cung cấp các tài liệu cần thiết trong thời gian chuẩn bị bản thảo tại ACI.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Không thể không nhắc đến Trường Đại học Thuỷ lợi, nơi đã đào tạo, bồi dưỡng và tạo điều kiện trưởng thành trong học tập, nghiên cứu cho tác giả trong suốt hơn 25 năm qua, các đồng nghiệp trong Trường, trong Khoa Công trình và Bộ môn Kết cấu công trình đã động viên, gánh vác nhiệm vụ giảng dạy trong thời gian nghiên cứu tại Hoa Kỳ, bạn bè thân thiết và gia đình đã chia sẻ những vui buồn trong thời gian qua... Tất cả những điều quý giá đó được tác giả biết ơn và đền đáp bằng những trang viết của quyển sách nhỏ này.

Cám ơn Nhà xuất bản Xây dựng đã tạo điều kiện để cuốn sách sớm ra mắt, kịp thời phục vụ bạn đọc.

PGS. TS. Trần Mạnh Tuân

http://www.tailieuxd.com

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

1

GIỚI THIỆU TIÊU CHUẨN ACI 318-02

1.1. ACI và hệ thống các tiêu chuẩn về bê tông của ACI

Viện Bê tông Hoa Kỳ (ACI) là cơ quan phi chính phủ được thành lập với sự bảo trợ của các tổ chức thành viên liên quan đến sản xuất vật liệu, tính toán thiết kế và xây dựng các công trình bê tông trong nước và quốc tế. Mục tiêu của ACI là cung cấp kiến thức và thông tin để có thể sử dụng tốt nhất vật liệu bê tông trong xây dựng và đảm bảo chiến lược phát triển về mọi mặt, đáp ứng nhu cầu của các ngành kinh tế có liên quan.

Các hoạt động của ACI đều dựa trên các tiêu chí về hiệu quả cho xã hội; uy tín trách nhiệm; sự phát triển về chuyên môn; sự nhất trí và gắn bó giữa các thành viên trong đại gia đình những chuyên gia hàng đầu trong lĩnh vực khoa học vật liệu bê tông.

ACI là tổ chức của cộng đồng các chuyên gia và các tổ chức xây dựng nhằm phát triển, chia sẻ và phổ biến lý thuyết và kinh nghiệm thực tế cần thiết cho việc sử dụng loại vật liệu phổ biến nhất trong xây dựng các công trình.

Chiến lược phát triển của ACI có thể phân chia thành các lĩnh vực như sau:

(a) phát triển và cập nhật các kiến thức kỹ thuật về bê tông cũng như hệ thống các tổ chức xem xét và phê duyệt các tài liệu liên quan;

(b) phổ biến kiến thức trong các lĩnh vực thiết kế, xây dựng, sửa chữa và kiểm tra chất lượng của các thiết bị sản xuất và sản phẩm bê tông trên phạm vi thế giới;

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

(c) giữ vai trò chủ đạo trong việc tổ chức, duy trì cộng đồng các chuyên gia và các tổ chức cung cấp cũng như sử dụng các thông tin, số liệu về bê tông;

(d) xây dựng và phát triển lực lượng chuyên môn một cách đầy đủ, đáp ứng nhu cầu của thực tế sản xuất;

(e) thông qua hệ thống các thành viên của mình, ACI sẽ ngày càng phát triển và mở rộng phạm vi hoạt động trong các lĩnh vực liên quan đến công nghiệp bê tông.

Hoạt động chuyên môn của ACI dựa trên các ủy ban. Ngoài các ủy ban về tổ chức, cấp chứng chỉ chuyên môn, hội nghị, hội thảo, đào tạo, chiến lược phát triển, hoạt động chuyên môn, các tiêu chuẩn thiết kế thuộc về ủy ban kỹ thuật, bao gồm các tiểu ban sau:

(a) tiểu ban nghiên cứu, hành chính (mã hiệu 100);

(b) tiểu ban về vật liệu và tính chất cơ lý của bê tông (mã hiệu 200);

(c) tiểu ban về thiết kế và xây dựng bê tông (mã hiệu 300);

(d) tiểu ban tính toán kết cấu (mã hiệu 400); và

(e) tiểu ban các sản phẩm và công trình đặc biệt (mã hiệu 500).

Tiểu ban thiết kế và xây dựng các công trình bê tông được phân chia thành 47 nhóm chuyên ngành khác nhau, đi sâu về từng lĩnh vực hẹp hơn. Nhóm tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông (318) gồm các vấn đề sau:

(a) 318-0A: Bê tông và xây dựng đại cương;

(b) 318-0B: Cốt thép trong bê tông;

(c) 318-0C: Khả năng chịu lực và an toàn của kết cấu;

(d) 318-0D: Các cấu kiện chịu uốn và chịu lực dọc;

(e) 318-0E: Các cấu kiện chịu cắt và xoắn;

(f) 318-0F: Kết cấu sàn phẳng hai hướng;

(g) 318-0G: Bê tông đúc sẵn và bê tông ứng suất trước;

(h) 318-0H: Tính toán động đất;

(i) 318-0M: Nhóm phối hợp hoạt động.

Trong loạt các tiêu chuẩn thiết kế của ACI, quan trọng nhất là tiêu chuẩn tính toán bê tông cho các kết cấu xây dựng (ACI 318). Đi kèm với bộ tiêu chuẩn ACI 318 theo hệ đơn vị Anh - Mỹ còn có bộ tiêu chuẩn theo đơn vị SI (ACI 318M/318RM). Ngoài ra còn có các tiêu chuẩn hỗ trợ khác cho các công trình bê tông kỹ thuật môi trường, bao gồm vận chuyển, chứa hoặc xử lý chất lỏng, nước thải và chất thải rắn..., các công trình đập bê tông, đập tràn và kênh dẫn nước (ACI 350-01), tiêu chuẩn thiết kế các kết cấu bê tông công trình năng lượng hạt nhân (ACI 349-01), v.v...

1.2. Tiêu chuẩn ACI 318-02 và những thay đổi so với ACI 318-99

Bản tiêu chuẩn thiết kế bê tông và bê tông cốt thép của Hoa Kỳ được dự thảo lần đầu tiên với tiêu đề Báo cáo của ủy ban bê tông và bê tông cốt thép và trình duyệt ngày 27 tháng 10 năm 1908 và đã được sửa đổi, bổ sung ngày 20 tháng 11 năm 1912 và thông qua ủy ban bê

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

tông và bê tông cốt thép ngày 1 tháng 7 năm 1916. Cho đến ngày 20 tháng 2 năm 1941, tại hội nghị thường niên của ACI, tiêu chuẩn mới được đổi tên thành ACI 318-41. Sau nhiều lần được bổ sung, sửa chữa, bản tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông công trình xây dựng mới nhất (Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02)) đã được tiểu ban 318 biên soạn và thông qua ngày 1 tháng 11 năm 2001 thay cho tiêu chuẩn ACI 318-99.

Tiêu chuẩn ACI 318-02 bao gồm 22 chương và các phụ lục được chia các phần như sau:

Phần 1: Đại cương bao gồm các chương về các yêu cầu chung, phạm vi áp dụng; các định nghĩa.

Phần 2: Các tiêu chuẩn thí nghiệm và vật liệu.

Phần 3: Yêu cầu cấu tạo về độ bền, tuổi thọ của bê tông, chất lượng, cấp phối và thi công bê tông, ván khuôn, cọc chôn trong bê tông và mối nối, các chi tiết về cốt thép.

Phần 4: Các yêu cầu chung: Tính toán và thiết kế - những vấn đề chung, yêu cầu về cường độ và khả năng chịu lực khi làm việc, cấu kiện chịu uốn và lực dọc trục, cấu kiện chịu cắt và xoắn, neo thép và nối cốt thép.

Phần 5: Hệ kết cấu và các cấu kiện gồm các chương về sàn hai hướng, tường, móng, bê tông đúc sẵn, cấu kiện chịu uốn bằng bê tông composite, bê tông ứng suất trước và cấu kiện vỏ và bản gấp.

Phần 6: Các vấn đề đặc biệt gồm các chương về đánh giá cường độ của công trình hiện tại và thiết kế chống động đất.

Phần 7: Bê tông không cốt thép.

Cuối cùng là phần tài liệu tham khảo và các phụ lục.

So với ACI 318-99, tiêu chuẩn ACI 318-02 có một số điểm thay đổi cơ bản sau:

- Thay đổi về các hệ số và tổ hợp tải trọng, hệ số giảm độ bền (ϕ), định nghĩa khả năng chịu lực của các cấu kiện trong các trường hợp phá hoại dẻo (nếu $\varepsilon_t > 0{,}005$ và độ cao vùng nén tương đối $c/d_t < 0{,}375$), phá hoại dòn (nếu $\varepsilon_t < 0{,}002$ và độ cao vùng nén tương đối $c/d_t > 0{,}60$), cho phép thiết kế trong giai đoạn chuyển tiếp giữa phá hoại dẻo và dòn và tiết diện ở trạng thái cân bằng ($\varepsilon_t = \varepsilon_y$).
- Hệ số giảm độ bền ϕ trong các giai đoạn khác nhau được định nghĩa theo điều kiện biến dạng tại mặt cắt tính toán và nội suy bằng các hàm số đối với ε_t hoặc tỉ số c/d_t thay cho hằng số 0,9 đối với dầm và sàn chịu uốn ở tiêu chuẩn ACI 318-99. Khoảng cách d trong tỉ số c/d được thay bằng c/d_t, trong đó d_t là khoảng cách từ mép biên vùng chịu nén đến lớp thép chịu kéo ngoài cùng của tiết diện.
- Hàm lượng thép tối đa $\rho_{max} = 0{,}319\beta_1 f'_c/f_y$ theo tiêu chuẩn mới ACI 318-02 nhỏ hơn một chút so với ACI 318-99 ($\rho_{max} = 0{,}377\beta_1 f'_c/f_y$). Tiết diện chữ T phải được tính toán trong trường hợp phá hoại dẻo với $\varepsilon_t > 0{,}005$. Đối với tiết diện chịu uốn, biến dạng của

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

cốt thép ε_t tại tiết diện tính toán không được nhỏ hơn 0,004 và trong trường hợp đó phải xác định lại hệ số giảm độ bền ϕ.

- Một số điểm áp dụng đối với kết cấu chịu uốn theo tiêu chuẩn mới:
  - Vẫn sử dụng các bước tính toán thiết kế như trước;
  - Kiểm tra hàm lượng thép tối đa $\rho_{max} = 0{,}319\beta_1 f'_c / f_y$ (nhỏ hơn so với tiêu chuẩn cũ);
  - Có thể thiết kế trong vùng chuyển tiếp giữa phá hoại dẻo và dòn nhưng sẽ không kinh tế và phải tính toán lặp để xác định ε_t và ϕ.

1.3. Thực tế áp dụng các tiêu chuẩn ACI 318

Việc áp dụng các điều luật nêu ra trong tiêu chuẩn ACI 318 tương đối phức tạp. Mỗi lần thay đổi tiêu chuẩn thiết kế, nhiều lớp tập huấn được mở để hướng dẫn áp dụng cho các kỹ sư thiết kế kết cấu bê tông. Để có tài liệu tham khảo trong hướng dẫn và trợ giúp công tác thiết kế kết cấu bê tông cốt thép, ngoài những giáo trình về bê tông cốt thép giảng dạy trong các trường đại học và các khoá cao học, nhiều tài liệu đã được biên soạn kèm theo tiêu chuẩn hiện hành như Sổ tay thiết kế của Viện bê tông Hoa Kỳ (ACI), Sách hướng dẫn thiết kế của Hội xi măng Portlant (PCA), Sổ tay thiết kế của Viện thép dùng cho bê tông (CRSI).

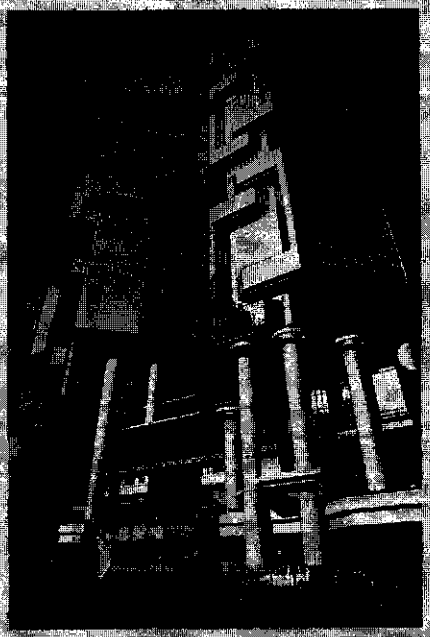
Thực tế áp dụng các tài liệu cho thấy còn phải tiếp tục hoàn thiện các nội dung và hình thức để có thể mang lại hiệu quả cao hơn, dễ dàng và tiện lợi hơn trong sử dụng. Những nội dung chi tiết liên quan đến tiêu chuẩn ACI 318-02 sẽ được lần lượt trình bày trên cơ sở các kiến thức đã quen thuộc với các kỹ sư xây dựng ở Việt Nam.

Các tài liệu hỗ trợ thiết kế kèm theo tiêu chuẩn ACI 318:

- Sổ tay thiết kế của ACI (ACI Design Handbook).
- Hướng dẫn thiết kế của PCA (Portland Cement Association).
- Hướng dẫn thiết kế của Viện Thép dùng cho bê tông (Concrete Reinforcing Steel Institute - CRSI).
- Sổ tay thực hành bê tông của ACI (ACI Manual of Concrete Practice).

http://www.tailieuxd.com

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/



2

CƠ SỞ TÍNH TOÁN KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO TIÊU CHUẨN ACI 318-02

Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép được sử dụng rất rộng rãi trong xây dựng các công trình dân dụng công nghiệp, giao thông, cơ sở hạ tầng và công trình thuỷ lợi. Kết cấu bê tông cốt thép có nhiều ưu điểm so với các dạng kết cấu làm bằng các loại vật liệu khác như thép, gỗ, đá, ... Kết cấu bê tông sử dụng các loại vật liệu sẵn có như thép thanh, thép sợi, xi măng, cốt liệu sỏi, đá, cát, ... có giá thành hợp lý, công nghệ xây dựng đơn giản và có khả năng chịu lực tốt, độ bền cao, lâu dài, dễ dàng tạo dáng kiến trúc và ít phải bảo dưỡng như các loại vật liệu khác.

Kết cấu bê tông với các loại vật liệu mới tạo ra có phạm vi áp dụng ngày càng rộng lớn trong mọi lĩnh vực xây dựng cầu cống, nhà cửa, công trình văn hoá, đường hầm, bể chứa nước, tháp truyền hình, kết cấu các công trình khai thác dầu khí, đập chắn nước, nhà máy thuỷ điện, cảng, sân bay và cả các công trình nổi trên biển nữa.

Kết cấu bê tông cốt thép được tạo nên từ các cấu kiện cơ bản như dầm, bản, cột, tường. Tuỳ theo cấu tạo và điều kiện chịu lực mà công trình sẽ được tính toán theo các sơ đồ kết cấu khác nhau: các cấu kiện độc lập hoặc hệ kết cấu tổng thể.

Trong quá trình thiết kế các kết cấu bê tông cốt thép, các yếu tố sau đây cần được xem xét để có thể đạt được giải pháp hiệu quả nhất:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

(a) Trước hết giá thành công trình phải kinh tế nhất, rẻ hơn các phương án sử dụng vật liệu khác. Ngoài vật liệu, cần phải tiết kiệm các chi phí xây dựng khác bằng cách áp dụng các công nghệ thi công tiên tiến, rút ngắn thời gian thi công.

(b) Đảm bảo điều kiện sử dụng, khai thác thuận lợi, phù hợp yêu cầu kiến trúc và kết cấu. Kết hợp các dạng kết cấu đúc sẵn và đổ tại chỗ, tạo tính đa dạng cho công trình bê tông cốt thép.

(c) Đảm bảo tính chất chịu nhiệt, chống cháy, cách âm và ổn định về mặt kết cấu, không bị biến dạng, dao động do các tác động bên ngoài trong quá trình sử dụng, vận hành.

(d) Đảm bảo chi phí bảo dưỡng thấp và sử dụng nguồn nguyên vật liệu tại chỗ, giảm chi phí vận chuyển.

(e) Giảm thiểu những hạn chế đặc thù của vật liệu bê tông cốt thép như khả năng chịu kéo kém, có thể xuất hiện khe nứt ở vùng chịu kéo; chi phí phụ cho thiết kế, lắp dựng và tháo dỡ ván khuôn, giàn giáo; hạn chế do trọng lượng bản thân khá lớn, hạn chế mở rộng nhịp công trình và các yếu tố biến dạng do thay đổi nhiệt độ, độ ẩm, co ngót bê tông, v.v...

2.1. Phương pháp tính toán

Kết cấu bê tông cốt thép được tính toán thiết kế theo phương pháp trạng thái giới hạn. Các trạng thái giới hạn được phân chia thành:

(a) Trạng thái giới hạn về khả năng chịu lực (bao gồm về cường độ: không bị phá huỷ; không bị mất ổn định từng bộ phận hoặc tổng thể kết cấu; không bị phá hỏng từng bộ phận dẫn đến phá hỏng toàn bộ công trình; không hình thành các khớp dẻo, không xuất hiện biến dạng dẻo, đảm bảo chịu được hiện tượng mỏi do tác động của tải trọng lặp lại nhiều lần) dưới tác động của tải trọng có kể đến các hệ số tải trọng (tải trọng tính toán).

(b) Trạng thái giới hạn về biến dạng (thực chất là chuyển vị của kết cấu) trong thời gian sử dụng, dưới tác dụng của tải trọng sử dụng (tải trọng tiêu chuẩn), xuất hiện các vết nứt và mở rộng các vết nứt ở vùng bê tông chịu kéo; kể cả các dao động bất lợi cho quá trình vận hành, sử dụng công trình.

(c) Ngoài ra, công trình còn phải được tính toán theo trạng thái giới hạn đặc biệt về khả năng chống lại các tải trọng đặc biệt như lực động đất, cháy, nổ, va chạm của các kết cấu di động, ăn mòn vật liệu trong các môi trường xâm thực.

Điều kiện an toàn cho kết cấu được biểu diễn theo biểu thức sau:

$$U \leq \phi R_n \qquad (2\text{-}1)$$

trong đó:

U là tải trọng tác dụng được tính toán từ các tổ hợp lực;

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

R_n là độ bền của cấu kiện bê tông cốt thép;

ϕ là hệ số giảm độ bền, phụ thuộc trạng thái biến dạng của kết cấu (theo các tiêu chuẩn từ 1999 trở về trước, ϕ phụ thuộc vào các dạng chịu lực của cấu kiện).

Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép của ACI dựa trên nguyên tắc của phương pháp tính toán theo trạng thái giới hạn về cường độ. Mức độ an toàn của kết cấu được phản ánh thông qua các thông số về độ lớn, phương thức tác động và tổ hợp của các loại tải trọng. Quan điểm về mức độ an toàn và độ tin cậy trong các tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép của ACI được thể hiện thông qua các hệ số tải trọng γ và hệ số giảm độ bền ϕ. Mối quan hệ tương tác giữa các hệ số sẽ tạo thành độ an toàn tổng thể của kết cấu và được xác định theo biểu thức sau:

$$SF = \frac{\gamma_1 D + \gamma_2 L}{D + L} \cdot \frac{1}{\phi} \qquad (2\text{-}2)$$

trong đó:

SF thể hiện mức độ an toàn tổng thể của kết cấu; SF = safety factor

ϕ là hệ số giảm độ bền;

γ_1 và γ_2 là các hệ số tải trọng tương ứng với tĩnh tải D và hoạt tải L tác dụng lên công trình.

Các hệ số tải trọng sẽ được xác định trên cơ sở các tổ hợp lực thực tế dùng trong tính toán thiết kế công trình. Trong phần tiếp theo sẽ trình bày những thay đổi của hệ số tải trọng (trong tiêu chuẩn mới nhất của ACI 318-02 so với các tiêu chuẩn trước đây.

Hệ số giảm độ bền ϕ thể hiện mức độ an toàn của kết cấu trên cơ sở so sánh giữa khả năng chịu lực của cấu kiện bê tông cốt thép và ngoại lực tác dụng. Khả năng chịu lực của cấu kiện (M_n với cấu kiện chịu uốn) phụ thuộc vào các đặc trưng cơ học của vật liệu, kích thước tiết diện và các điều kiện biên khác về liên kết, ... Khả năng chịu lực thiết kế (ϕM_n) được xác định bằng cách nhân khả năng chịu lực thực tế M_n với hệ số giảm độ bền ϕ. Trong tính toán thiết kế, điều kiện sau đây cần được thoả mãn:

$$M_u \le \phi M_n \qquad (2\text{-}3)$$

Hệ số giảm độ bền ϕ trong các tiêu chuẩn từ ACI 318-99 trở về trước được dùng trong tính toán thiết kế kết cấu bê tông cốt thép là các hằng số phụ thuộc dạng cấu kiện và tổ hợp lực tác dụng. Tiêu chuẩn ACI 318-02 cho phép tính toán thiết kế các cấu kiện không chỉ trong trường hợp phá hoại dẻo mà cả trong các trường hợp phá hoại dòn và chuyển tiếp giữa phá hoại dẻo và dòn. Trong trường hợp đó, hệ số giảm độ bền được xác định theo hàm nội suy tuyến tính cho trong các tiêu chuẩn hiện hành.

2.2. Các giả thiết của phương pháp tính toán theo cường độ của ACI 318

Nguyên tắc tính toán thiết kế kết cấu bê tông cốt thép của ACI hiện nay dựa trên trạng thái giới hạn về khả năng chịu lực của cấu kiện. Năm 1956, lần đầu tiên phương pháp thiết kế

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

theo cường độ giới hạn được đưa vào tiêu chuẩn ACI 318-56. Dựa trên các nghiên cứu về thực nghiệm và phân tích lý thuyết, phương pháp tính toán thiết kế theo cường độ giới hạn ngày càng được hoàn thiện và phát triển.

Dựa trên nguyên tắc tính toán theo cường độ, nhiều giả thiết đã được sử dụng trong tính toán thiết kế các kết cấu bê tông cốt thép, nhưng trong nhiều tài liệu, sách vở và giáo trình ít khi được hệ thống lại thành các giả thiết cơ bản. Để có thể tiếp cận các nội dung chi tiết của tiêu chuẩn ACI 318, cần phải nắm chắc các giả thiết cơ bản dùng trong tính toán kết cấu bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn nêu trên:

- *Giả thiết 1:* Biến dạng trong cốt thép và bê tông tỷ lệ thuận với khoảng cách từ trục trung hoà đến các điểm xác định biến dạng và ứng suất.
- *Giả thiết 2:* Biến dạng cực hạn tại mép biên vùng bê tông chịu nén ε_u được lấy bằng 0,003.
- *Giả thiết 3:* Ứng suất trong cốt thép f_s nhỏ hơn cường độ của cốt thép f_y được tính toán bằng tích số của E_s và ε_s. Đối với trường hợp biến dạng của cốt thép lớn hơn f_y/E_s thì ứng suất trong cốt thép không phụ thuộc biến dạng và lấy f_s bằng f_y.
- *Giả thiết 4:* Bỏ qua cường độ chịu kéo của bê tông trong tính toán các cấu kiện bê tông cốt thép chịu uốn.
- *Giả thiết 5:* Phân bố ứng suất của bê tông vùng chịu nén được giả thiết là hình chữ nhật, hình thang, parabol hoặc bất kì hình dạng nào phù hợp với kết quả thí nghiệm đáng tin cậy. Hầu hết các tài liệu tính toán kết cấu bê tông đều sử dụng giả thiết dạng phân bố ứng suất là chữ nhật và chấp nhận dạng parabol.
- *Giả thiết 6:* Các yêu cầu đặt ra ở giả thiết thứ 5 được thoả mãn bằng cách sử dụng phân bố ứng suất bê tông vùng nén dạng chữ nhật phân bố đều bằng $0,85f_c'$ với chiều cao vùng chịu nén $a = \beta_1 c$ kể từ mép vùng nén. Hệ số β_1 lấy bằng 0,85 với cường độ f_c' nhỏ hơn hoặc bằng 4000 psi và sẽ giảm với tỷ lệ 0,05 cho mỗi 1000 psi của cường độ f_c' vượt quá 4000 psi, nhưng β_1 không được lấy nhỏ hơn 0,65.

2.3. Các hệ số tải trọng và hệ số giảm độ bền

2.3.1. Các hệ số tải trọng

Các hệ số tải trọng và hệ số giảm độ bền trong các tiêu chuẩn thiết kế từ ACI 318-99 trở về trước không có sự thay đổi nhiều. Tiêu chuẩn mới năm 2002 có sự thay đổi nhưng cơ bản là thay đổi về giá trị các hệ số và việc áp dụng chúng trong tính toán thiết kế. Để có cơ sở vận dụng và đánh giá, các hệ số theo tiêu chuẩn ACI 318-02 được trình bày ở bảng 2-1 dưới đây.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Bảng 2-1: Thay đổi của các hệ số tải trọng của tiêu chuẩn ACI 318-02

Trường hợp tải trọng	Tổ hợp các hệ số tải trọng
Trường hợp cơ bản (D + L)	U = 1,4D + 1,7L U = 1,2(D + F + T) + 1,6(L + H) + 0,5(L_r hoặc S hoặc R)
Trường hợp có tải trọng gió (W) hoặc lực động đất (E)	U = 0,75(1,4D + 1,7L) + (1,6W hoặc 1,0E) U = 0,9D + (1,6W hoặc 1,0E)
Khi có tải trọng do áp lực đất (H)	U = 1,4D + 1,7L + 1,7H
Tải trọng nhiệt độ, lún, từ biến, co ngót của bê tông (T)	U = 0,75(1,4D + 1,4T + 1,7L) nhưng không nhỏ hơn giá trị U = 1,4(D + T)
Tải trọng do chất lỏng tác dụng (F)	U = 1,4D + 1,7L + 1,4F U = 0,9D + 1,4F

Trong các tổ hợp tải trọng nêu trên, D là kí hiệu tĩnh tải, L là hoạt tải, W là tải trọng gió, L_r là hoạt tải trên mái che, S là tải trọng tuyết, R là tải trọng do mưa, E là tải trọng do lực động đất, F là tải trọng do chất lỏng, nước, T là tải trọng do nhiệt độ.

2.3.2. Hệ số giảm độ bền

Hệ số giảm độ bền ϕ theo tiêu chuẩn ACI 318-99 được xác định theo các dạng chịu lực của cấu kiện. Theo tiêu chuẩn ban hành năm 2002, hệ số này được xác định trên cơ sở trạng thái biến dạng của tiết diện tính toán ε_t hoặc độ cao tương đối của vùng bê tông chịu nén theo giả thiết là hình chữ nhật (giả thiết của Whitney).

Hệ số giảm độ bền ϕ được quy định trong bảng 2-2:

Bảng 2-2: Hệ số giảm độ bền ϕ theo các tiêu chuẩn ACI 318 năm 1999 và 2002:

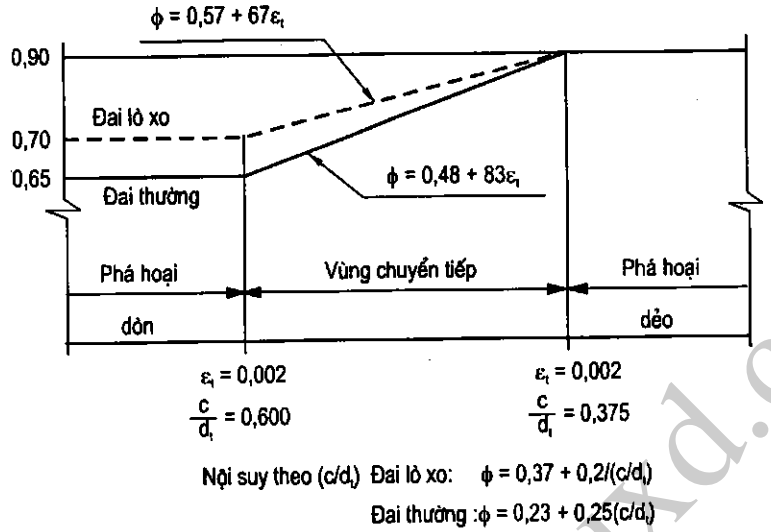
Loại cấu kiện	ACI 318-99	Loại cấu kiện	ACI 318-02
Dầm sàn chịu uốn	0,90	Cấu kiện phá hoại dẻo	0,90
Cột cốt đai lò xo	0,75	Cấu kiện (lò xo) phá hoại dòn	0,70
Cột cốt đai thường	0,70	Cấu kiện khác phá hoại dòn	0,65
Cấu kiện chịu cắt, xoắn	0,85	Cấu kiện chịu cắt, xoắn	0,75
Cấu kiện không có neo	0,70	Cấu kiện chịu lực trừ neo	0,70
Cấu kiện vùng neo	0,85	Cấu kiện vùng neo	0,85
Cấu kiện bê tông không thép	0,65	Cấu kiện bê tông không thép	0,55

Các tiêu chuẩn ACI từ trước 2002 đều xác định giá trị các hệ số giảm độ bền theo các dạng cấu kiện chịu lực như nén dọc trục, uốn hoặc kết hợp nén uốn. Trong tiêu chuẩn mới, các hệ số này được xác định trên cơ sở điều kiện biến dạng tại mặt cắt tính toán theo độ bền của cấu kiện. Trong trường hợp phá hoại dòn, hệ số giảm độ bền có giá trị nhỏ hơn do tính dẻo của bê tông kém hơn và chịu lực thực tế lớn hơn các cấu kiện trong trường hợp phá

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

hoại dẻo. Hệ số ϕ đối với các cấu kiện có cốt đai lò xo lớn hơn cấu kiện cốt đai thường vì độ dẻo và khả năng chống nứt dọc tốt hơn.

Quan hệ biến đổi của hệ số giảm độ bền ϕ đối với thép có cường độ $f_y \leq 60.000$ psi theo biến dạng của thép chịu kéo tại mặt cắt ε_t và chiều cao tương đối của bê tông vùng chịu nén c/d_t được xác định theo biểu đồ từ tiêu chuẩn ACI 318-02 như sau:



***Hình 2-1:** Biểu đồ xác định hệ số giảm độ bền theo tiêu chuẩn ACI 318-02*

Hệ số giảm độ bền ϕ có thể xác định theo biến dạng ε_t tại tiết diện tính toán. Trong thực tế tính toán, thường hệ số ϕ được xác định theo tỷ số c/d_t như sau:

- Khi $c/d_t < 0,375$, thuộc trường hợp phá hoại dẻo: $\phi = 0,90$;
- Khi $c/d_t > 0,60$, thuộc trường hợp phá hoại dòn: $\phi = 0,65$ (hoặc 0,70);
- Khi $0,375 < c/d_t < 0,60$, thuộc trường hợp chuyển tiếp, hệ số ϕ được xác định như sau:

  $\phi = 0,23 + 0,25/(c/d_t)$ với cấu kiện có cốt đai thường;

  $\phi = 0,37 + 0,20/(c/d_t)$ với cấu kiện có cốt đai lò xo.

Khi tính toán theo biến dạng của thép ε_t, hệ số ϕ được xác định như sau:

- Khi $\varepsilon_t > 0,005$, thuộc trường hợp phá hoại dẻo: $\phi = 0,90$;
- Khi $\varepsilon_t < 0,002$, thuộc trường hợp phá hoại dòn: $\phi = 0,65$;
- Khi $0,002 < \varepsilon_t < 0,005$, thuộc trường hợp chuyển tiếp, hệ số ϕ được xác định như sau:

  $\phi = 0,48 + 83\ \varepsilon_t$ với cấu kiện có cốt đai thường;

  $\phi = 0,57 + 67\ \varepsilon_t$ với cấu kiện có cốt đai lò xo.

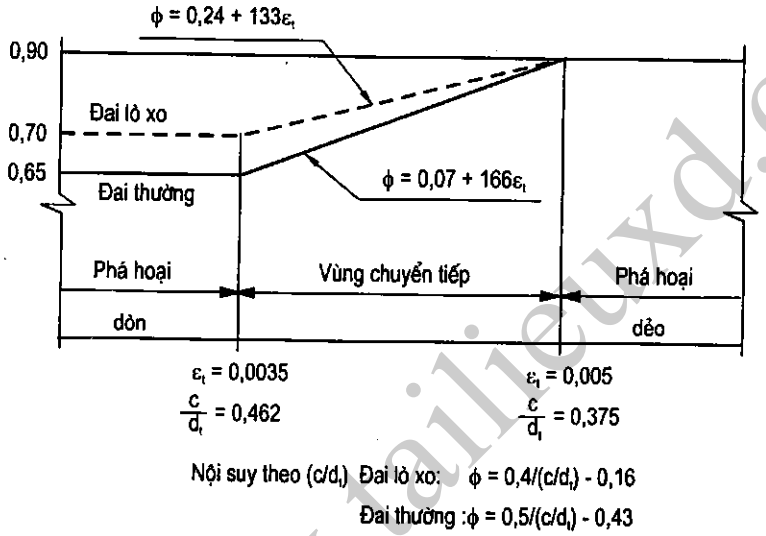
So với các quy trình tính toán từ trước tiêu chuẩn ACI 318-02, hệ số giảm độ bền luôn được chọn là hằng số, nên các bước tính toán đơn giản hơn. Trong tiêu chuẩn mới (ACI 318-02),

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

hệ số ϕ phụ thuộc vào khả năng chịu lực của tiết diện, do đó cần phải tính toán thử dần hoặc tính lặp để xác định ϕ trong các bước tính toán.

Trên cơ sở các quy định trong tiêu chuẩn thiết kế mới, cốt thép dùng trong các cấu kiện bê tông cốt thép có cường độ lớn hơn 60.000 psi được xem là thép có cường độ cao (nhưng tiêu chuẩn cũng hạn chế thiết kế với cốt thép có cường độ vượt quá 80.000 psi). Do đó, các biểu thức nội suy hệ số giảm độ bền đối với thép có f_y nhỏ hơn hoặc bằng 60.000 psi không thoả mãn điều kiện tính toán nữa.

Trong thời gian nghiên cứu tại Viện Bê tông Hoa Kỳ, tác giả đã thiết lập biểu đồ nội suy cho các loại cốt thép có cường độ vượt quá 60.000 psi. Cơ sở để thiết lập biểu đồ này là dựa vào giới hạn biến dạng trong trường hợp phá hoại dòn của thép cường độ cao là 0,0035 (thay vì giới hạn này của thép thường là 0,002) (hình 2-2).



***Hình 2-2:** Biểu đồ xác định hệ số giảm độ bền đối với cốt thép cường độ f_y > 60.000 psi.*

Các biểu thức nội suy theo tỷ số c/d_t và biến dạng của thép chịu kéo tương ứng trong trường hợp này như sau:

Khi tính toán theo tỷ số c/d_t, hệ số ϕ được xác định như sau:

- Khi $c/d_t < 0,375$, thuộc trường hợp phá hoại dẻo: $\phi = 0,90$;
- Khi $c/d_t > 0,462$, thuộc trường hợp phá hoại dòn: $\phi = 0,65$ (hoặc 0,70);
- Khi $0,375 < c/d_t < 0,462$, thuộc trường hợp chuyển tiếp, hệ số ϕ được xác định như sau:

  $\phi = 0,50/(c/d_t) - 0,43$ với cấu kiện có cốt đai thường;

  $\phi = 0,40/(c/d_t) - 0,16$ với cấu kiện có cốt đai lò xo;

Khi tính toán theo biến dạng của thép ε_t, hệ số ϕ được xác định như sau:

- Khi $\varepsilon_t > 0,005$, thuộc trường hợp phá hoại dẻo: $\phi = 0,90$.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Khi $\varepsilon_t < 0{,}0035$, thuộc trường hợp phá hoại dòn: $\phi = 0{,}65$ (hoặc 0,70);

- Khi $0{,}0035 < \varepsilon_t < 0{,}005$, thuộc trường hợp chuyển tiếp, hệ số ϕ được xác định như sau:

$\phi = 0{,}07 + 166\varepsilon_t$ với cấu kiện có cốt đai thường;

$\phi = 0{,}24 + 133\varepsilon_t$ với cấu kiện có cốt đai lò xo.

Biểu đồ nội suy hệ số giảm độ bền đối với cốt thép cường độ cao đã được công bố lần đầu tiên trên tạp chí Concrete International của Viện Bê tông Hoa Kỳ, số tháng 9 năm 2002.

2.4. Vật liệu dùng cho kết cấu bê tông cốt thép

Ngoài các phụ gia được dùng để cải thiện tính chất của vật liệu bê tông, vật liệu dùng cho kết cấu bê tông cốt thép chủ yếu là bê tông và cốt thép. Các nguyên tắc tính toán cấp phối và lựa chọn các thông số của vật liệu dùng cho bê tông sẽ không trình bày ở đây, đó là lĩnh vực của khoa học vật liệu xây dựng.

Trong tính toán thiết kế, các chỉ tiêu cơ lý cần thiết của bê tông bao gồm cường độ chịu nén, chịu kéo của bê tông và mô đun đàn hồi được xác định theo cấp bê tông. Đối với cốt thép cũng cần biết cường độ và mô đun đàn hồi của thép ứng với loại thép đã lựa chọn.

Trong thực tế tính toán, các chỉ tiêu này còn phải chuyển đổi thứ nguyên sao cho phù hợp với các số liệu dùng trong tính toán.

Để có cơ sở tham khảo và tính toán khi cần thiết, trong tài liệu này chúng tôi thu thập và giới thiệu các chỉ tiêu cơ lý của vật liệu liên quan đến nội dung tính toán kết cấu bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn của ACI.

2.5. Đặc trưng cơ lý của bê tông

Cường độ chịu nén của bê tông được ký hiệu là $f_c^{'}$ với đơn vị thường dùng là psi hoặc MPa. Cường độ chịu kéo được ký hiệu là f_{ct}.

Cường độ chịu nén của bê tông dùng cho các cấu kiện thông thường được chọn từ 3.000 ÷ 4.000 psi (tương ứng từ 20 ÷ 30 Mpa). Đối với cấu kiện bê tông ứng suất trước, cường độ bê tông thường dùng từ 5.000 ÷ 6.000 psi (khoảng 35 ÷ 42 MPa). Trong trường hợp đặc biệt, bê tông có cường độ cao từ 6.000 ÷ 12.000 psi (42 ÷ 69 MPa) cũng được sử dụng. Người ta cũng đang nghiên cứu sử dụng các loại bê tông có cường độ cao hơn từ 10.000 đến 15.000 psi (70 ÷ 100 MPa). Các loại bê tông trộn sẵn thường có cường độ từ 9.000 psi (62 MPa) trở xuống. Với các loại bê tông thông thường, giả thiết về biến dạng cực hạn đối với bê tông ở mép biên vùng nén theo tiêu chuẩn thiết kế ACI 318-02 vẫn được lấy bằng 0,003.

Cường độ chịu kéo thường được tính toán thông qua cường độ chịu nén của cấp bê tông tương ứng. Tiêu chuẩn ACI cho phép tính toán f_{ct} trực tiếp từ $f_c^{'}$: $f_{ct} = 6{,}7\sqrt{f_c^{'}}$ với

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

bê tông thường; và $f_{ct} = 5,7\sqrt{f_c'}$ đối với bê tông nhẹ. Khi cường độ f_c' tính bằng kG/cm^2 thì $f_{ct} = 0,265\sqrt{f_c'}$.

Mô đun đàn hồi của bê tông được cho trong bảng sau hoặc tính toán theo công thức (8.5.1) của tiêu chuẩn ACI: $E_c = 57.000\sqrt{f_c'}$.

Bảng 2-3: Cường độ và mô đun đàn hồi của bê tông

Theo đơn vị inch-pound		Theo đơn vị SI	
f_c' (psi)	E_c (psi)	f_c' (MPa)	E_c (MPa)
3000	3.150.000	21 (20,7)	22.900
3500	3.400.000	24 (24,1)	24.500
4000	3.640.000	28 (27,6)	26.500
4500	3.860.000	31 (31,0)	27.800
5000	4.070.000	35 (34,5)	29.600

Để chuyển đổi E_c từ đơn vị MPa thành kG/cm^2, giá trị trong bảng đã cho được nhân với hệ số 10,2 .

2.6. Đặc trưng cơ lý của cốt thép

Các thông số cơ bản của cốt thép dùng trong kết cấu bê tông cốt thép bao gồm: mô đun đàn hồi E_s, cường độ chảy f_y, cường độ giới hạn bền f_u, phân loại nhóm thép và đường kính thép thanh hoặc thép sợi.

Bảng 2-4: Phân loại thép và cường độ thép

Phân nhóm thép	Cường độ chảy f_y (psi)	Cường độ giới hạn f_u (psi)
Thép nhóm A615:		
Loại 40	40.000	70.000
Loại 60	60.000	90.000
Thép nhóm A617:		
Loại 40	40.000	70.000
Loại 60	60.000	90.000
Thép nhóm A706:		
Loại 60	60.000	80.000
Thép sợi có gờ:		
Loại 75	75.000	85.000
Loại 70	70.000	80.000
Thép sợi tròn trơn:		
Loại 77	75.000	80.000
Loại 65	65.000	75.000
Loại 56	56.000	70.000

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Bảng 2-5: Số hiệu thép đường kính, diện tích, khối lượng của thép thanh

Số hiệu thép	Đường kính		Diện tích		Khối lượng	
	(in)	(mm)	(sq in)	(cm^2)	(lb/ft)	(kg/m)
3	0,375	9	0,11	0,71	0,376	0,559
4	0,500	13	0,20	1,29	0,668	0,994
5	0,625	16	0,31	2,00	1,043	1,552
6	0,750	19	0,44	2,84	1,502	2,235
7	0,875	22	0,60	3,87	2,044	3,041
8	1,000	25	0,79	5,10	2,670	3,973
9	1,128	28	1,00	6,45	3,400	5,059
10	1,270	31	1,27	8,19	4,303	6,403
11	1,410	33	1,56	10,06	5,313	7,906
14	1,693	43	2,25	14,52	7,650	11,380
18	2,257	56	4,00	25,81	13,600	20,240

2.7. Các loại hàm lượng thép dùng trong tính toán

Trong thực tế tính toán, các hàm lượng cốt thép sau đây thường được sử dụng cho các bài toán thiết kế cũng như kiểm tra cường độ.

- Diện tích thép tối thiểu ($A_{s,min}$): $A_{s,min} = 3\sqrt{f_c'}\,b_w d / f_y$ được nêu trong tiêu chuẩn thiết kế của ACI, mục (10.5.1) và hàm lượng thép nhỏ nhất ρ_{min} (được tính theo: $\rho_{min} = A_{s,min}/(b_w d)$. Trong trường hợp tiết diện chữ T cánh kéo, $A_{s,min}$ sẽ tăng lên gấp đôi.
- Hàm lượng thép lớn nhất trong trường hợp phá hoại dẻo được tính toán theo biểu thức sau: $\rho_{max,t} = \beta_1(0,85f_c')(0,375)/f_y$ với hệ số β_1 lấy theo mục (10.2.7.3) của ACI .
- Hàm lượng thép thường được chọn dùng trong thiết kế ($\rho_{preferred}$) bằng $0,5\rho_{max,t}$ như đã trình bày ở trên.
- Hàm lượng thép lớn nhất trong trường hợp phá hoại dòn được tính toán theo biểu thức sau: $\rho_{c-controlled} = \beta_1(0,85f_c')(0,60)/f_y$ với hệ số β_1 lấy theo mục (10.2.7.3) của ACI .

Để thuận tiện cho việc tham khảo trong tính toán, các hàm lượng thép nêu trên được tính toán với các loại bê tông và thép khác nhau được cho trong bảng 2-6.

2.8. Chuyển đổi đơn vị trong tính toán

Hệ thống đơn vị inch-pound trong các tiêu chuẩn của Anh - Mỹ thường gây cho người đọc không quen những khó khăn khi áp dụng tính toán và chuyển đổi. Hiện tại tiêu chuẩn ACI 318 cũng đã có các bản theo hệ SI, nhưng phần lớn các tài liệu vẫn được viết dưới dạng hệ inch-pound. Một số đơn vị thường gặp trong tính toán bê tông cốt thép được chuyển đổi từ hệ đơn vị inch-pound sang hệ SI (hệ mét) theo bảng 2-7.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Bảng 2-6: Các hàm lượng thép tương ứng với các số hiệu bê tông và thép khác nhau:

f_y(psi)		c/d	f'_c (psi)									
			3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000	10.000	11.000	12.000
			β_1									
			0.85	0.85	0.8	0.75	0.7	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
40.000	$(3\sqrt{f'_c})/f_y$	**	0.0041	0.0047	0.0053	0.0058	0.0063	0.0067	0.0071	0.0075	0.0079	0.0082
	$200/f_y$	**	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050
	ρ_{min}	**	0.0050	0.0050	0.0053	0.0058	0.0063	0.0067	0.0071	0.0075	0.0079	0.0082
	ρ^*	**	0.0102	0.0135	0.0159	0.0179	0.0195	0.0207	0.0233	0.0259	0.0285	0.0311
	Phá hoại dẻo ρ_{max}	0.375	0.0203	0.0271	0.0319	0.0359	0.0390	0.0414	0.0466	0.0518	0.0570	0.0622
	Chuyển tiếp	Giá trị được nội suy giữa các giá trị hàng trên và dưới liền kề										
	Phá hoại dòn ρ	0.600	0.0325	0.0434	0.0510	0.0574	0.0625	0.0663	0.0746	0.0829	0.0912	0.0995
60.000	$(3\sqrt{f'_c})/f_y$	**	0.0027	0.0032	0.0035	0.0039	0.0042	0.0045	0.0048	0.0050	0.0052	0.0055
	$200/f_y$	**	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
	ρ_{min}	**	0.0033	0.0033	0.0035	0.0039	0.0042	0.0045	0.0047	0.0050	0.0052	0.0055
	ρ^*	**	0.0068	0.0090	0.0106	0.0120	0.0130	0.0138	0.0155	0.0173	0.0190	0.0207
	Phá hoại dẻo ρ_{max}	0.375	0.0135	0.0181	0.0213	0.0239	0.0260	0.0276	0.0311	0.0345	0.0380	0.0414
	Chuyển tiếp	Giá trị được nội suy giữa các giá trị hàng trên và dưới liền kề										
	Phá hoại dòn ρ	0.600	0.0217	0.0289	0.0340	0.0383	0.0417	0.0442	0.0497	0.0553	0.0608	0.0663
75.000	$(3\sqrt{f'_c})/f_y$	**	0.0022	0.0025	0.0028	0.0031	0.0033	0.0036	0.0038	0.0040	0.0042	0.0044
	$200/f_y$	**	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027
	ρ_{min}	**	0.0027	0.0027	0.0028	0.0031	0.0033	0.0036	0.0038	0.0040	0.0042	0.0044
	ρ^*	**	0.0054	0.0072	0.0085	0.0096	0.0104	0.0111	0.0124	0.0138	0.0152	0.0166
	Phá hoại dẻo ρ_{max}	0.375	0.0108	0.0145	0.0170	0.0191	0.0208	0.0221	0.0249	0.0276	0.0304	0.0332
	Chuyển tiếp	Giá trị được nội suy giữa các giá trị hàng trên và dưới liền kề										
	Phá hoại dòn ρ	0.600	0.0173	0.0231	0.0272	0.0306	0.0333	0.0354	0.0398	0.0442	0.0486	0.0530

ρ^* : Hàm lượng thép được kiến nghị nên dùng trong thiết kế.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Bảng 2-7: Bảng chuyển đổi các đơn vị tính toán liên quan

Chuyển từ hệ inch-pound	Sang hệ SI (hệ mét)	Hệ số chuyển đổi
inch (in.)	mm	25,4
inch (in.)	m	0,0254
foot (ft)	m	0,3048
square inch (sq.in.)	mm^2	645,2
square inch (sq.in.)	m^2	0,0006452
square foot (sq.ft)	m^2	0,0929
kip	N	4448,0
kip	kgf	453,6
pound (lb)	N	4,448
pound (lb)	kgf	0,4536
kip/square inch (ksi)	MPa	6,895
pound/square foot (psf)	kPa	0,04788
pound/square inch (psi)	kPa	6,895
pound	kg	0,4536
ton (2000 lb)	kg	907,2
tonne (t)	kg	1.000
kip/linear foot (klf)	kg/m	1488
pound/linear foot (plf)	kg/m	1,488
pound/linear foot (plf)	N/m	14,593
inch-pound (in.-lb)	N.m	0,1130
foot-pound (ft.-lb)	N.m	1,356
foot-kip (ft.-k)	N.m	1356
degree (deg F)	Celsius (C)	$t_C = (t_F-32)/1,8$
Section modulus ($in.^3$)	mm^3	16.387
Moment of innertia ($in.^4$)	mm^4	416.231
Modulus of elasticity (psi)	MPa	0,006895

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

3.1. Giới thiệu chung

3.1.1. Các loại cấu kiện chịu uốn

Cấu kiện chịu uốn thường gặp có tiết diện là chữ nhật, chữ T, chữ I, hình hộp. Ngoài ra, do yêu cầu kiến trúc, các tiết diện có hình dạng khác cũng được sử dụng. Cấu kiện chịu uốn được chia thành dầm và bản. Các bản làm việc theo một phương cũng được đưa về tính toán như dầm với bề rộng đơn vị.

Chi tiết cấu tạo các loại dầm và bản không trình bày ở đây. Nội dung chính của chương 3 sẽ trình bày cách tính toán các bài toán cơ bản của tiết diện chữ nhật (cốt đơn, cốt kép), chữ T (đơn, kép) và một vài tiết diện đặc biệt khác chịu tác dụng của mô men ngoại lực M_u.

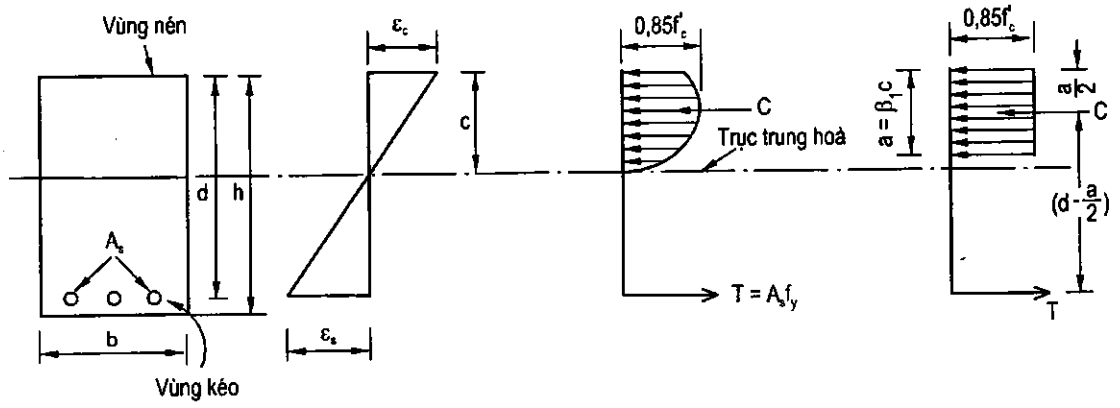
3.1.2. Sơ đồ ứng suất dùng để tính toán

Khi cấu kiện chịu uốn đạt đến giai đoạn phá hoại, quan hệ ứng suất và biến dạng là phi tuyến; khi ứng suất đạt đến trị số khoảng $0,5\,f'_c$ thì phân bố ứng suất của bê tông vùng nén như hình 3-1.

Khả năng chịu lực theo lý thuyết đạt được khi mép biên vùng chịu nén của bê tông đạt đến trị số biến dạng ép vỡ ε_{cu} (crushing strain), ứng suất trong cốt thép chịu kéo đạt giá trị

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$\varepsilon_y = f_y/E_s$. Tiêu chuẩn ACI 318 thường cũng hạn chế hàm lượng thép để khi cấu kiện đạt giá trị lớn nhất về khả năng chịu lực thì cấu kiện bị phá hoại dẻo (tension controlled), mà không bị phá hoại dòn (compression controlled).



Hình 3-1: Sơ đồ ứng suất biến dạng khi cấu kiện đạt trạng thái phá hoại

Ứng suất lớn nhất của bê tông vùng nén nhỏ hơn cường độ nén lăng trụ f'_c và tính bằng $k_3 f'_c$ (hình 3-1), ứng suất trung bình là $k_1 k_3 f'_c$ và trọng tâm phân bố ứng suất dạng parabol là $k_2 a$ tính từ mép bê tông vùng chịu nén, với a là chiều cao vùng nén của bê tông.

Hợp lực của bê tông vùng nén C được xác định bằng: $C = k_1 k_3 f'_c ab$ và để thoả mãn điều kiện phá hoại dẻo, hợp lực của cốt thép chịu kéo T được xác định như sau: $T = A_s f_y$. Từ điều kiện cân bằng về lực dọc trục cấu kiện, ta có:

$$C = T, \text{ suy ra: } a = \frac{A_s f_y}{k_1 k_3 f'_c b} \qquad (3\text{-}1)$$

Mô men uốn M_n (khả năng chịu lực) được xác định theo phương trình cân bằng mô men như sau:

$$M_n = T(d - k_2 a) = A_s f_y \left(d - \frac{k_2}{k_1 k_3} \frac{A_s f_y}{f'_c b} \right) \qquad (3\text{-}2)$$

Để xác định M_n cần phải biết các hệ số k_1, k_2, k_3. Các thí nghiệm cho các giá trị chung của nhóm hệ số $\frac{k_2}{k_1 k_3}$ nằm trong phạm vi từ 0,55 đến 0,63.

Theo tiêu chuẩn ACI, giá trị ε_{cu} lấy bằng 0,003, một số tiêu chuẩn của các nước khác dùng giá trị bằng 0,0035, điều này dẫn đến sự sai khác về giá trị của mô men phá hoại M_n.

Từ năm 1930, Whitney đề nghị dùng biểu đồ phân bố ứng suất bê tông vùng nén dạng chữ nhật để tính toán, đơn giản việc tính toán bằng các phương trình tĩnh học với lực dọc và mô men. Theo giả thiết của Whitney, vùng ứng suất chịu nén của bê tông có các giá trị như

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

sau: giá trị ứng suất trung bình là $0,85 f'_c$, chiều cao cùng nén là $a = \beta_1 c$, điểm đặt hợp lực được xác định từ quan hệ $a/2 = k_2 c$. Theo Whitney, giá trị β_1 lấy bằng 0,85 cho bê tông có cường độ $f'_c < 4.000$ psi (4 ksi), và giảm đi 0,05 cho mỗi 1.000 psi của f'_c khi vượt quá 4.000 psi. Giá trị của β_1 không được lấy nhỏ hơn 0,65.

(Theo hệ SI hay là hệ đơn vị MKS (mét, kilôgam, giây) trong các tiêu chuẩn của ACI 319-99M, giá trị β_1 lấy bằng 0,85 cho bê tông có $f'_c < 30$ MPa và giảm 0,08 cho mỗi 10 MPa của f'_c khi vượt quá 30 MPa).

Sơ đồ ứng suất tương đương với hình chữ nhật được dùng trong tính toán các cấu kiện chịu uốn, cấu kiện chịu nén uốn đồng thời. Chi tiết sẽ được trình bày rõ trong các trường hợp cụ thể ở phần tiếp theo.

3.1.3. Các bài toán

Nội dung tính toán các cấu kiện chịu uốn và kết cấu bê tông cốt thép nói chung được chia thành các bài toán cơ bản như sau:

- *Bài toán thiết kế (design):* Biết các đặc trưng cơ học của vật liệu bê tông và thép, xác định kích thước tiết diện và diện tích thép yêu cầu để cấu kiện chịu được mô men tác dụng M_u.

- *Bài toán kiểm tra cường độ (analysis):* Biết các đặc trưng cơ học của vật liệu, đã biết kích thước tiết diện và bố trí cốt thép, yêu cầu tính toán khả năng chịu lực của tiết diện đã cho.

Nội dung hai bài toán thực chất chỉ là một, người tính toán có thể sử dụng một trong hai bài toán đó để tính toán cho cả hai nội dung đã nêu ở trên. Các quy trình tính toán của ACI thường đề cập đến bài toán kiểm tra cường độ như là quy trình chủ yếu để thiết kế và kiểm tra chung.

Cụ thể các bước và quy trình giải các bài toán theo tiêu chuẩn thiết kế mới ban hành năm 2002 sẽ được trình bày trong phần tiếp theo và được minh họa bằng các ví dụ cụ thể bằng số để bạn đọc có thể dễ dàng tiếp cận các nội dung của tiêu chuẩn ACI 318-02.

3.2. Các trường hợp phá hoại của cấu kiện chịu uốn

3.2.1. Các trường hợp phá hoại

Tuỳ theo đặc trưng hình học của mặt cắt, các chỉ tiêu cơ lý của vật liệu và tải trọng tác dụng, dầm bê tông cốt thép có thể bị phá hoại trong các trường hợp như sau:

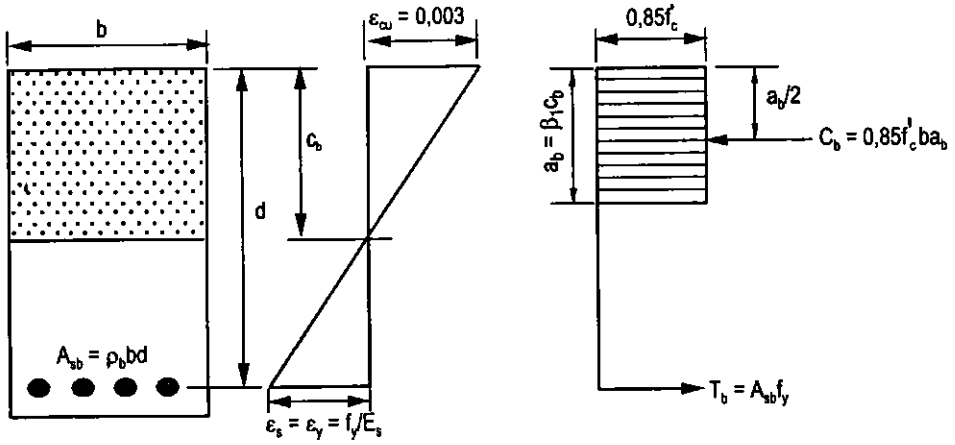
- *Phá hoại dẻo (tension controlled):* Cốt thép bị biến dạng chảy dẻo và bị kéo đứt trước khi bê tông bị ép vỡ, đạt đến giới hạn ε_{cu}. Dầm bê tông cốt thép như vậy được xem là có ít cốt thép (hàm lượng cốt thép nhỏ).

- *Phá hoại dòn (compression controlled):* Bê tông vùng nén bị ép vỡ trước khi cốt thép ở vùng chịu kéo đạt đến giới hạn chảy và bị kéo đứt. Dầm bê tông như thế được xem là có quá nhiều thép (hàm lượng cốt thép lớn).

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- *Phá hoại cân bằng (balance controlled):* Trường hợp kinh tế nhất trong thiết kế kết cấu bê tông cốt thép là khi phá hoại, bê tông vùng chịu nén bị ép vỡ đồng thời với cốt thép vùng kéo bị kéo đứt. Đây là trường hợp phá hoại cân bằng và dầm bê tông cốt thép như thế gọi là có hàm lượng cốt thép vừa phải (hàm lượng cân bằng).

Sơ đồ ứng suất biến dạng của dầm bê tông cốt thép trong trường hợp phá hoại cân bằng như hình sau:



***Hình 3-2:** Trường hợp phá hoại cân bằng của dầm bê tông cốt thép*

Trong trường hợp phá hoại cân bằng, giá trị ε_{cu} lấy bằng 0,003, biến dạng của thép chịu kéo $\varepsilon_s = \varepsilon_y$, theo sơ đồ biến dạng ta có tỷ lệ sau:

$$\frac{c_b}{d_t} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = \frac{0,003}{0,003 + \varepsilon_y} \qquad (3\text{-}3)$$

trong đó:

c_b là độ cao vùng bê tông chịu nén trong trường hợp cân bằng;

d_t là khoảng cách từ mép biên vùng nén đến lớp thép chịu kéo ngoài cùng;

ε_{cu} là biến dạng cực hạn của bê tông vùng nén; (theo ACI 318-02, ε_{cu} lấy bằng 0,003);

ε_y là biến dạng chảy dẻo của thép tương ứng với cường độ f_y.

Nhân cả tử số và mẫu số với E_s = 29.000.000 psi, ta được biểu thức sau:

$$\frac{c_b}{d_t} = \frac{87.000}{87.000 + f_y} \qquad (3\text{-}4)$$

Từ kết quả tính toán chiều cao vùng nén cân bằng c_b, có thể xác định được các trường hợp phá hoại dẻo và dòn như sau:

- Nếu dầm bê tông có $c < c_b$ thì khi phá hoại, biến dạng của thép ε_s sẽ vượt quá giá trị ε_y và ứng suất trong thép $f_s = f_y$: dầm bị phá hoại dẻo;

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Nếu dầm bê tông có $c > c_b$ thì khi phá hoại, biến dạng của thép ε_s sẽ nhỏ hơn ε_y và ứng suất trong thép $f_s < f_y$: dầm bị phá hoại dòn.

Cũng có thể sử dụng chiều cao vùng bê tông chịu nén a để xác định trường hợp phá hoại bằng cách thay giá trị của c_b bằng giá trị a_b, ta có:

$$\frac{a_b}{d_t} = \beta_1 \frac{87.000}{87.000 + f_y} \qquad (3\text{-}5)$$

Trong hệ SI, E_s có giá trị bằng 200.000 MPa, tỷ số trên sẽ là:

$$\frac{a_b}{d_t} = \beta_1 \frac{600}{600 + f_y} \qquad (3\text{-}6)$$

3.2.2. Giới hạn phá hoại dẻo và phá hoại dòn

Tiêu chuẩn ACI 318-02 cũng quy định rõ tại mặt cắt phá hoại dẻo, biến dạng của cốt thép chịu kéo ở lớp thép xa nhất (ngoài cùng) $\varepsilon_s > 0{,}005$. Thay vào biểu thức trên ta có giới hạn của tỷ số c_t/d_t trong trường hợp phá hoại dẻo như sau:

$$\frac{c_t}{d_t} = \frac{0{,}003}{0{,}003 + 0{,}005} = 0{,}375 \qquad (3\text{-}7)$$

Tại mặt cắt phá hoại dòn, biến dạng của cốt thép chịu kéo ở lớp thép xa nhất (ngoài cùng) $\varepsilon_s < 0{,}002$. Thay vào biểu thức trên ta có giới hạn của tỷ số c_c/d_t trong trường hợp phá hoại dòn như sau:

$$\frac{c_c}{d_t} = \frac{0{,}003}{0{,}003 + 0{,}002} = 0{,}60 \qquad (3\text{-}8)$$

Trong khoảng giới hạn giữa phá hoại dẻo và phá hoại dòn, tỷ số c/d_t có giá trị trong khoảng: $0{,}375 < c/d_t < 0{,}60$. Trường hợp này thuộc phá hoại trong giai đoạn chuyển tiếp (transition zone).

Để xác định hàm lượng cốt thép trong trường hợp phá hoại cân bằng (ρ_b), từ biểu thức (3-5) và (3-6) ta có:

$$a = \frac{A_s f_y}{0{,}85 f_c' b} = \frac{\rho_b b d f_y}{0{,}85 f_c' b} = \frac{\rho_b f_y d}{0{,}85 f_c'}, \text{ từ đó có: } \frac{c_b}{d_t} = \frac{\rho_b f_y}{0{,}85 \beta_1 f_c'} \qquad (3\text{-}9)$$

Kết hợp với (3-4), ta có biểu thức hàm lượng cốt thép cân bằng (ρ_b) như sau;

$$\rho_b = \frac{0{,}85 \beta_1 f_c'}{f_y}\left(\frac{87.000}{87.000 + f_y}\right) \text{ (đơn vị của } f_y \text{ là psi)} \qquad (3\text{-}10)$$

Trong hệ SI, với $E_s = 200.000$ MPa, (3-9) được viết lại như sau:

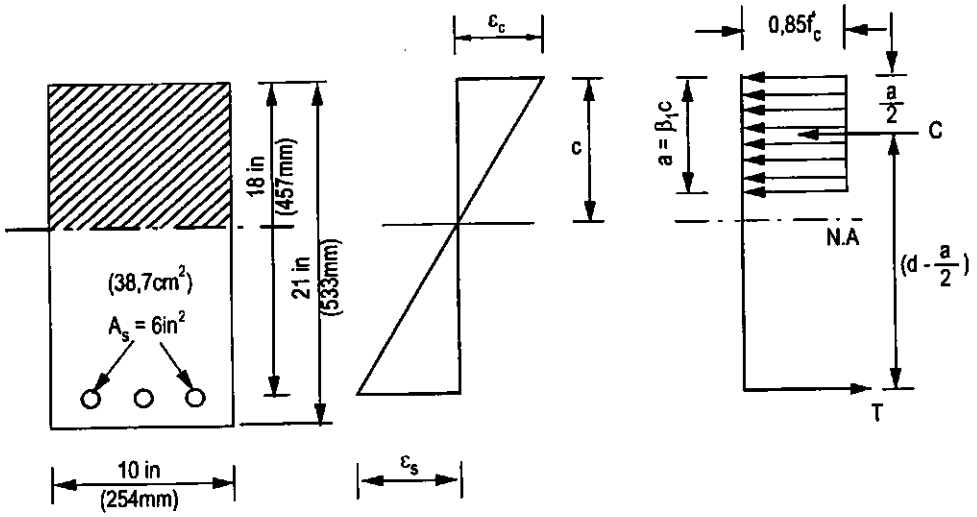
Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f_c'}{f_y}\left(\frac{600}{600+f_y}\right) \text{(đơn vị của } f_y \text{ là MPa)} \qquad (3\text{-}11)$$

3.3. Tính toán tiết diện chữ nhật cốt đơn

3.3.1. Sơ đồ ứng suất

Các giá trị ứng suất biến dạng của sơ đồ dùng trong tính toán cấu kiện chịu uốn cốt thép đơn có giá trị như sau: biến dạng bê tông vùng chịu nén ε_{cu} lấy bằng 0,003, biến dạng của cốt thép vùng kéo ε_s lấy theo ứng suất của thép và bằng f_s/E_s. Ứng suất bê tông đạt giá trị $0,85f_c'$, các kích thước mặt cắt và ký hiệu tương ứng trên hình 3-3.



***Hình 3-3:** Sơ đồ ứng suất của tiết diện chữ nhật, cốt thép đơn*

3.3.2. Phương trình cơ bản

Dựa trên sơ đồ ứng suất của tiết diện chữ nhật cốt thép đơn, tiêu chuẩn ACI thường dùng 2 phương trình cân bằng về lực dọc và mô men như sau (force and moment equilibriums):

- Phương trình lực dọc: $0,85f_c'ba = A_s f_y$ (3-12)

- Phương trình mô men: $M_u \le \phi M_n = \phi A_s f_y\left(d - \frac{a}{2}\right)$ (3-13)

Trong các phương trình (3-12) và (3-13) nêu trên:

M_u là mô men do ngoại lực tác dụng từ các tổ hợp lực tính toán;

M_n là khả năng chịu lực của cấu kiện, xác định từ điều kiện cụ thể của tiết diện;

ϕ là hệ số giảm độ bền của cấu kiện như đã nói ở trên;

b là bề rộng của tiết diện chữ nhật;

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

a là chiều cao vùng bê tông chịu nén theo giả thiết của Whitney;

f_c' là cường độ chịu nén của bê tông;

f_y là cường độ chịu kéo của cốt thép.

Để người đọc có thể dễ dàng tiếp cận theo các kiến thức của tiêu chuẩn ACI, ngoài cách vận dụng như trong các tài liệu của ACI sẽ trình bày trong các phần sau, ở đây trình bày cách biến đổi các phương trình cơ bản trên để giải các bài toán tính toán kết cấu bê tông cốt thép theo cách quen thuộc với các tài liệu và giáo trình kết cấu bê tông cốt thép của Việt Nam. Sử dụng phương trình mô men với trọng tâm cốt thép chịu kéo, ta có:

$$M_u \le \phi M_n = \phi 0{,}85 f_c' ba\left(d - \frac{a}{2}\right) \qquad (3\text{-}14)$$

Đặt $\alpha = \frac{a}{d}$; ta có $a = \alpha d$; thay vào (3-12) và (3-13), ta có:

$$0{,}85 f_c' b\alpha d = A_s f_y \qquad (3\text{-}15)$$

$$M_n = 0{,}85 f_c' b\alpha d\left(d - \frac{\alpha d}{2}\right) = 0{,}85 f_c' bd^2\alpha\left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) \qquad (3\text{-}16)$$

Đặt $\Delta = \alpha\left(1 - \frac{\alpha}{2}\right)$, ta có phương trình sau:

$$M_n = 0{,}85 f_c' bd^2\Delta \qquad (3\text{-}17)$$

Từ quan hệ giữa α và Δ, có thể xác định được α theo dạng nghiệm phương trình bậc 2 như sau: $\alpha = 1 - \sqrt{(1 - 2\Delta)}$. Trong các tài liệu của Việt Nam, thường quan hệ giữa α và Δ được lập thành bảng tính sẵn, thuận lợi cho tính toán bằng tay, tuy phải nội suy. Quan hệ nêu trên được dùng để lập trình cho máy tính tự động hoá việc thiết kế kết cấu bê tông cốt thép.

3.3.3. Điều kiện hạn chế

Theo tiêu chuẩn ACI 318-02, các trường hợp phá hoại của tiết diện được xác định dựa trên biến dạng chịu kéo của cốt thép ε_t hoặc độ cao tương đối của bê tông vùng chịu nén (tỷ số c/d_t) như sau:

- Nếu $\varepsilon_t \ge 0{,}005$ và $c/d_t \le 0{,}375$: tiết diện thuộc trường hợp phá hoại dẻo, hệ số $\phi = 0{,}90$;
- Nếu $\varepsilon_t \le 0{,}002$ và $c/d_t \ge 0{,}60$: tiết diện thuộc trường hợp phá hoại dòn, hệ số $\phi = 0{,}65$;
- Nếu $0{,}002 < \varepsilon_t < 0{,}005$ và $0{,}375 < c/d_t < 0{,}60$: trạng thái ứng suất sẽ thuộc giai đoạn chuyển tiếp, hệ số ϕ được xác định như đã trình bày ở trên (xem chương 2).

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Đối với cấu kiện bê tông cốt thép chịu mô men uốn và các cấu kiện chịu nén với lực nén nhỏ, tiêu chuẩn ACI 318-02 quy định biến dạng của cốt thép vùng kéo không được nhỏ hơn 0,004, tương ứng với tỷ số $c/d_t = 0,429$, do đó điều kiện hạn chế chỉ còn nằm trong khoảng hẹp hơn như sau:

- Nếu $\varepsilon_t \geq 0,005$ và $c/d_t \leq 0,375$: tiết diện thuộc trường hợp phá hoại dẻo, hệ số $\phi = 0,90$;
- Nếu $0,004 \leq \varepsilon_t < 0,005$ và $0,375 < c/d_t \leq 0,429$: trạng thái ứng suất sẽ thuộc giai đoạn chuyển tiếp, hệ số giảm độ bền ϕ được xác định như sau:

$$\phi = 0,23 + 0,25/(c/d_t) \text{ hoặc } \phi = 0,48 + 83\varepsilon_t$$

3.3.4. Bài toán kiểm tra cường độ (Analysis)

Trong 2 loại bài toán tính toán kết cấu bê tông cốt thép, bài toán kiểm tra cường độ có trình tự đơn giản hơn, vì vậy các tài liệu của ACI thường trình bày bài toán này trước bài toán thiết kế. Nội dung bài toán kiểm tra cường độ là xác định khả năng chịu lực ϕM_n của cấu kiện chịu uốn khi biết diện tích cốt thép A_s, kích thước tiết diện (b, d hoặc h), cường độ của bê tông (f'_c), cường độ của cốt thép (f_y) và các điều kiện liên quan khác về dạng kết cấu, tải trọng...

Quy trình tính toán theo các tài liệu của Mỹ và tiêu chuẩn ACI 318-02 như sau:

- Giả thiết tiết diện ở trạng thái ứng suất cân bằng, lúc đó ứng suất trong cốt thép f_s bằng cường độ của cốt thép f_y, chiều cao vùng bê tông chịu nén tương đương (a) được xác định từ phương trình cân bằng lực dọc (3-12).

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} \qquad (3\text{-}18)$$

- Xác định tỷ số c/d_t với $c = a/\beta_1$, trên cơ sở đó xác định trường hợp phá hoại của tiết diện và hệ số giảm độ bền ϕ.
- Khả năng chịu lực của cấu kiện M_n có thể tính toán theo phương trình (3-13) và điều kiện an toàn cho cấu kiện:

$$M_u \leq \phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \qquad (3\text{-}19)$$

hoặc từ phương trình (3-14): $$M_u \leq \phi M_n = \phi 0,85 f'_c ba\left(d - \frac{a}{2}\right) \qquad (3\text{-}20)$$

Nếu $M_u \leq \phi M_n$: đảm bảo khả năng chịu lực;

Nếu $M_u > \phi M_n$: không đảm bảo khả năng chịu lực.

3.3.5. Bài toán thiết kế (Design)

Bài toán thiết kế đối với cấu kiện chịu uốn là chỉ trên cơ sở cường độ bê tông f'_c và cường độ cốt thép f_y, xác định kích thước tiết diện b, d và diện tích thép A_s dưới tác dụng của mô men uốn M_u.

Để thiết lập các quan hệ dùng trong tính toán cấu kiện chịu uốn, tiết diện chữ nhật khi biết $M_n = M_u/\phi$ và các đặc trưng cơ học của vật liệu, từ các phương trình cơ bản (3-12) và (3-13)

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

ta thấy rằng cần phải xác định 3 ẩn số là b, d và A_s. Chúng ta có 3 ẩn số nhưng chỉ có 2 phương trình để tính toán. Các tài liệu của Mỹ thường sử dụng các phương trình không thứ nguyên đối với M_n trong tính toán cấu kiện bê tông cốt thép chịu mô men uốn như sau:

Cần giả thiết đã biết hàm lượng cốt thép ρ, thay $A_s = \rho bd$ vào phương trình (3-18) ta có:

$$a = \rho \frac{f_y}{0,85f_c'} d; \qquad (3\text{-}21)$$

Thay (3-21) vào (3-13) ta có:

$$M_n = \rho bdf_y \left[d - \frac{\rho}{2}\left(\frac{f_y}{0,85f_c'}\right) d \right] \qquad (3\text{-}22)$$

Chia 2 vế phương trình cho bd^2, đặt $R_n = \frac{M_n}{bd^2}$ là hệ số độ bền và đặt $m = \frac{f_y}{0,85f_c'}$, ta có:

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \rho f_y \left(1 - \frac{1}{2}\rho m\right) \qquad (3\text{-}23)$$

Từ quan hệ giữa ρ và R_n với các số hiệu thép và bê tông khác nhau có thể lập thành các biểu đồ để tính toán.

Từ (3-23), xác định được ρ theo biểu thức sau:

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - 2m \cdot \frac{R_n}{f_y}}\right) \qquad (3\text{-}24)$$

Áp dụng các biến đổi trên, một số tài liệu của Mỹ trình bày cách tính thép theo phương pháp thử dần như sau:

- Trước hết giả thiết hàm lượng thép ρ bằng hoặc nhỏ hơn $0,75\rho_b$ (ρ_b là hàm lượng cân bằng khi thép và bê tông cùng đạt cường độ giới hạn chảy dẻo và ép vỡ), nhưng lớn hơn hàm lượng tối thiểu A_{smin} được xác định theo điều kiện sau:

$$A_s \geq A_{smin} = \frac{3\sqrt{f_c'}}{f_y} bd \geq \frac{200bd}{f_y}; \qquad (3\text{-}25)$$

- Trị số ρ_b xác định theo (3-10): $\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f_c'}{f_y}\left(\frac{87.000}{87.000 + f_y}\right)$ và xác định β_1 theo f_c'.

- Xác định trị số bd^2 yêu cầu: $bd^2_{(yc)} = \frac{M_n}{R_n}$ với $R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \rho f_y\left(1 - \frac{1}{2}\rho m\right)$ và $m = \frac{f_y}{0,85f_c'}$;

(sơ bộ giả thiết $\phi = 0,90$ và $M_n = M_u/0,90$).

- Lựa chọn b, d sao cho có giá trị bd^2 xấp xỉ giá trị $bd^2_{(yc)}$, từ đó xác định được kích thước b và h, nhưng thực tế ta chọn h chứ không chọn d, có h rồi tính d = (h - lớp bảo vệ của A_s).

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Sau khi đã có kích thước tiết diện b, h (b, d), *bài toán thiết kế trở thành bài toán đã có mặt cắt, chỉ còn xác định A_s*. Chúng ta có 2 phương trình và 2 ẩn số là A_s và c (hoặc a). Trình tự giải với việc sử dụng các quan hệ đã lập như trên có thể tiếp tục như sau:

- Trên cơ sở những thay đổi của tiêu chuẩn ACI 318-02, quy trình tính toán vẫn phải tính lặp để xác định hệ số giảm độ bền ϕ. Trước hết giả thiết hệ số giảm độ bền $\phi = 0{,}90$ (giả thiết là phá hoại dẻo); tính $M_n = M_u/0{,}90$;

- Xác định lại giá trị $R_n = \dfrac{M_n}{bd^2}$ theo kích thước mặt cắt đã chọn và hàm lượng thép tính theo (3-24): $\rho = \dfrac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - 2m\dfrac{R_n}{f_y}}\right)$. (Có thể tra theo biểu đồ hoặc tính gần đúng theo tỷ lệ giảm tuyến tính của trị số R_n trước và sau khi chọn mặt cắt).

- Tính diện tích thép A_s theo công thức: $A_s = \rho bd$. Từ A_s đã xác định được, tính lại chiều cao vùng nén a (hoặc c) theo công thức (3-18) và tỷ số c/d_t, xác định lại hệ số giảm độ bền ϕ như sau:

$$a = \frac{A_s f_y}{0{,}85 f_c' b}, \text{ tính tỷ số } \frac{c}{d_t} = \frac{A_s f_y}{\beta_1 0{,}85 f_c' bd} \text{ và từ đó xác định được } \phi;$$

- Kiểm tra lại giả thiết hệ số giảm độ bền ϕ, tính lại giá trị của $R_n = \dfrac{M_n}{bd^2}$ theo giá trị mới của ϕ với $M_n = \dfrac{M_u}{\phi}$ và tính lại $\rho = \dfrac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - 2m\dfrac{R_n}{f_y}}\right)$; sau đó tính lại $A_s = \rho bd$.

- Lựa chọn cốt thép và kiểm tra điều kiện an toàn: $M_u \le \phi M_n$.

Quy trình tính toán thường được trình bày trong các sổ tay thiết kế của ACI, PCA theo các bước nêu trên làm cho việc áp dụng tiêu chuẩn ACI 318 vốn đã phức tạp lại càng phiền phức hơn. Thực chất các phương trình của kết cấu bê tông cốt thép không phức tạp đến mức phải dùng các bước tính toán như trên.

Một phần việc tính toán kết cấu bê tông cốt thép không còn là công việc thủ công như tra bảng, tra biểu đồ mà đã được tính toán bằng máy tính, tự động hoá hoàn toàn, nên các bước tính toán cần được giải trực tiếp từ các phương trình cơ bản, dễ dàng cho người lập chương trình cho máy tính. Các bước tính toán này sẽ rất quen thuộc với người đọc đã học qua các giáo trình bê tông cốt thép dùng cho các trường kỹ thuật ở Việt Nam và dễ dàng tiếp cận với các bước tính toán theo tiêu chuẩn của ACI.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Dưới đây sẽ trình bày quy trình tính toán đơn giản hơn đã được tác giả áp dụng tính toán cho các ví dụ trong sổ tay thiết kế kết cấu bê tông cốt thép của ACI năm 2002, dự kiến sửa đổi thay cho sổ tay thiết kế năm 1997 (ACI Design Handbook - SP 17). Bằng các bước tính toán áp dụng công thức trực tiếp theo các biểu thức đã biến đổi ở trên (3-15), (3-16) và (3-17), dễ dàng đạt được kết quả trong cả bài toán thiết kế và kiểm tra cường độ.

- Từ (3-17), tính giá trị Δ với giả thiết $\phi = 0{,}90$:

$$\Delta = \frac{M_u}{\phi(0{,}85)f_c^{'}bd^2} = \frac{M_u}{(0{,}90).(0{,}85)f_c^{'}bd^2}\ ; \qquad (3\text{-}26)$$

- Tính: $\alpha = 1 - \sqrt{(1-2\Delta)}$; tính $a = \alpha d$ hoặc tính trực tiếp a từ công thức sau đây:

$$a = d\left[1 - \sqrt{\left(1 - 2\frac{M_u}{\phi(0{,}85)f_c^{'}bd^2}\right)}\right]; \qquad (3\text{-}27)$$

- Xác định tỷ số c/d_t với $c = a/\beta_1$: $\frac{c}{d_t} = \frac{a}{\beta_1 d_t}$

- Xác định lại hệ số giảm độ bền ϕ theo tỷ số c/d_t ;

- Xác định lại chiều cao vùng bê tông chịu nén a theo công thức (3-27) với giá trị ϕ cụ thể ở bước trên.

- Quá trình tính toán được lặp lại nếu trường hợp phá hoại của cấu kiện rơi vào vùng chuyển tiếp, hệ số giảm độ bền ϕ sẽ khác hằng số.

- Sau khi đã có giá trị ổn định của ϕ (theo sai số định trước) và giá trị của a, tính toán diện tích thép A_s theo công thức (3-15):

$$A_s = \frac{0{,}85f_c^{'}ab}{f_y} \qquad (3\text{-}28)$$

- Lựa chọn thép hợp lý và bố trí đảm bảo các điều kiện cấu tạo.

Theo tiêu chuẩn thiết kế mới năm 2002, khi tính toán các cấu kiện bê tông cốt thép trong vùng phá hoại chuyển tiếp, cần phải tính toán thử dần (tính lặp) để xác định các giá trị liên quan đến hệ số giảm độ bền. Để thuận tiện cho việc lập trình cho máy tính hoặc dùng bảng tính Excel trong tính toán bê tông cốt thép, có thể áp dụng cách tính toán trực tiếp diện tích cốt thép A_s theo công thức được Tiến sĩ Shuaib Ahmad ở Viện Bê tông Hoa Kỳ (ACI) đề xuất như sau:

$$A_s = \frac{0{,}85f_c^{'}bd}{f_y} - \frac{1}{2f_y}\sqrt{2{,}89f_c^{'2}b^2d^2 - 6{,}8f_c^{'}b\frac{M_u}{\phi}} \qquad (3\text{-}29)$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Công thức trên rất thuận tiện khi tính toán các bước lặp cho máy tính, đặc biệt là trong trường hợp cấu kiện có điều kiện biến dạng trong vùng chuyển tiếp, cần tính toán với thuật toán đúng dần. Công thức (3-29) cũng đồng nhất với biểu thức (3-28) khi thay thế giá trị a bằng biểu thức (3-27) do tác giả đề nghị áp dụng ở trên.

3.3.6. Ví dụ bằng số:

Ví dụ 3-1 Bài toán kiểm tra cường độ

Xác định khả năng chịu lực của cấu kiện chịu uốn M_n của tiết diện chữ nhật có b = 14 in, d = 21,5 in, f'_c = 5.000 psi, f_y = 50.000 psi, A_s = 4#10 (5,08 sq.in).

Lời giải:

- Tính a theo (3-18): $a = \dfrac{A_s f_y}{0{,}85 f'_c b} = \dfrac{(5{,}08).(50)}{(0{,}85).(5).(14)} = 4{,}27$ in ;

- Lấy hệ số $\beta_1 = 0{,}80$ vì f'_c = 5.000 psi (giảm 0,05 do f'_c vượt 1.000 psi so với 4.000 psi);

- Xác định tỷ số: $\dfrac{c}{d_t} = \dfrac{a}{\beta_1 d_t} = \dfrac{4{,}27}{(0{,}80).(21{,}5)} = 0{,}25$

- Tiết diện thuộc trường hợp phá hoại dẻo vì tỷ số $\dfrac{c}{d_t} < 0{,}375$, hệ số giảm độ bền ϕ lấy bằng 0,90.

- Tính M_n theo (3-13) hoặc (3-14):

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = (5{,}08).(50)\left(21{,}5 - \frac{4{,}27}{2}\right)\cdot\frac{1}{12} = 410 \text{ ft} - \text{kips}$$

- Điều kiện an toàn về khả năng chịu lực: $M_u \le \phi.M_n = (0{,}90).(410) = 369$ ft – kips

Cũng bài toán trên, cần xác định mô men sử dụng bình thường M_w, biết hệ số ϕ = 0,90, 60% của M_w là mô men do tĩnh tải, 40% của M_w là do hoạt tải.

- Hệ số tổ hợp tải trọng như sau:

$$M_u = 1{,}4\, M_D + 1{,}7\, M_L$$

- Điều kiện an toàn: $M_u \le 0{,}90.M_n$; $M_n = \dfrac{(1{,}4).(0{,}60)M_w + (1{,}7).(0{,}40)M_w}{0{,}90} = 1{,}69 M_w$

- Mô men sử dụng an toàn được xác định bằng: $M_w = \dfrac{M_n}{1{,}69} = \dfrac{410}{1{,}69} = 243$ ft – kips

Như vậy, trong trường hợp này, hệ số an toàn là 1,69.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Xác định mặt cắt tiết diện b, d và diện tích thép A_s của cấu kiện bê tông cốt thép chịu mô men uốn tính toán đã tổ hợp lực M_u = 400 ft-kips. Dùng bê tông có cường độ f'_c = 4.000 psi (4 ksi) và cốt thép có cường độ f_y = 40.000 psi (40 ksi).

Lời giải:

- Xác định các giới hạn của hàm lượng cốt thép ρ theo biểu thức sau:

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f'_c}{f_y}\left(\frac{87.000}{87.000+f_y}\right) = \frac{(0,85).(0,85).4}{40}\left(\frac{87}{87+40}\right) = 0,0495$$

$$\rho_{max} = 0,75\rho_b = (0,75).(0,0495) = 0,0371;$$

Theo tiêu chuẩn ACI, $\rho_{min} = 200/f_y = 200/40.000 = 0,005$;

- Chọn hàm lượng cốt thép ρ = 0,03 (trong khoảng max và min của ρ). Như vậy cấu kiện sẽ thuộc trường hợp phá hoại dẻo, hệ số giảm cường độ ϕ = 0,90 ;

- Tính chỉ số m: $m = \frac{f_y}{0,85.f'_c} = \frac{40}{(0,85).(4)} = 11,76$

- Tính R_n: $R_n = \rho f_y\left(1-\frac{1}{2}\rho.m\right) = (0,03).(40.000)\left(1-\frac{1}{2}\cdot(0,03).(11,76)\right) = 988$ psi

và: $M_{n(yc)} = \frac{M_u}{\phi} = \frac{400}{0,90} = 444$ ft − kips ; $bd^2_{(yc)} = \frac{M_n}{R_n} = \frac{(444).(12.000)}{988} = 5.400in^3$

(hệ số 12.000 là do đổi đơn vị feet sang in và ksi sang psi dùng trong công thức trên).

- Thử với b = 14 in; và $d = \sqrt{\frac{5.400}{14}} = 19,64$ in; dùng b = 14 in và d = 21,5 in sau khi đã chọn h = 25 in. (Thông thường d nhỏ hơn từ 23/8 đến 25/8 in so với toàn bộ chiều cao h của tiết diện).

- Tính toán diện tích thép yêu cầu và lựa chọn các thanh cốt thép: Tính lại trị số R_n và ρ theo kích thước đã chọn:

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{(444).(12.000)}{(14).(21,5)^2} = 824 \text{ psi}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-2m\cdot\frac{R_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{11,76}\left(1-\sqrt{1-(2).(11,76)\cdot\frac{824}{40.000}}\right) = 0,024$$

- Diện tích cốt thép A_s: $A_s = \rho bd = (0,024).(14).(21,5) = 7,22$ in^2.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Cần bố trí 2 lớp cốt thép. Chọn 3 thanh #11 và 2 thanh #10, có diện tích cốt thép tổng cộng là $A_s = 7{,}22\ in^2$.

- Kiểm tra lại kết quả tính toán theo các phương trình tĩnh học:

$$T = A_s f_y = (7{,}22).(40) = 289 \text{ kips}$$

$$a = \frac{T}{0{,}85 f_c' b} = \frac{289}{(0{,}85).(4).(14)} = 6{,}07 in$$

$$M_n = T\left(d - \frac{a}{2}\right) = 289\left(21{,}5 - \frac{6{,}07}{2}\right) = 444 \ \ ft - kips$$

- Bố trí cốt thép: 3 thanh #11 và 2 thanh #10 trong dầm tiết diện chữ nhật bh = (14).(25) in.

Ví dụ 3-3: Trường hợp phá hoại dẻo

Dầm bê tông cốt thép tiết diện chữ nhật chịu mô men uốn M_u = 1.080 k-in, bê tông có cường độ f_c' = 4.000 psi, cường độ cốt thép f_y = 60.000 psi, kích thước b = 10 in, h = 20 in, lớp bảo vệ (allowance) = 2,50 in. Yêu cầu xác định diện tích cốt thép A_s cần thiết.

Lời giải:

Quy trình tính toán theo tiêu chuẩn ACI 318-02 có thể theo các bước sau đây:

- Bước 1: Xác định bề dầy lớp bảo vệ theo đường kính thép dọc chịu lực, thép đai: chọn bằng 2,50 in; d = 20 - 2,50 = 17,50 in ;

- Bước 2: Giả thiết là trường hợp phá hoại dẻo, hệ số giảm độ bền ϕ lấy bằng 0,90, tính toán diện tích thép theo công thức (3-29):

$$A_s = \frac{0{,}85 f_c' bd}{f_y} - \frac{1}{2f_y}\sqrt{2{,}89 f_c'^2 b^2 d^2 - 6{,}8 f_c' b \frac{M_u}{\phi}}$$, thay số vào ta có:

$$A_s = \frac{(0{,}85)(4)(10)(17{,}5)}{60} - \frac{1}{(2)(60)}\sqrt{(2{,}89)(4^2)(10^2)(17{,}5^2) - (6{,}8)(4)(10)\frac{1080}{0{,}90}} = 1{,}22 in^2$$

- Bước 3: Tính toán tỷ số c/d_t và biến dạng của cốt thép chịu kéo:

$$\frac{c}{d_t} = \frac{A_s f_y}{\beta_1 0{,}85 f_c' bd} = \frac{(1{,}22).(60)}{(0{,}85).(0{,}85).(4).(10).(17{,}5)} = 0{,}14 < 0{,}375 \text{ và}$$

$$\varepsilon_t = [\,0{,}003/(c/d_t)] - 0{,}003 = [0{,}003/0{,}14] - 0{,}003 = 0{,}0184 > 0{,}005;$$

- Bước 4: Kiểm tra trường hợp phá hoại: Vì $\varepsilon_t > 0{,}005$ nên đây là trường hợp phá hoại dẻo, hệ số giảm độ bền giả thiết như trên là chính xác và không phải tính lặp để xác định lại hệ số ϕ nữa. Diện tích thép tính được như trên $A_s = 1{,}22\ in^2$.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Ví dụ 3-4: Trường hợp phá hoại chuyển tiếp

Dầm bê tông cốt thép tiết diện chữ nhật chịu mô men uốn M_u = 2.525 k-in, bê tông có cường độ f'_c = 4.000 psi, cường độ cốt thép f_y = 60.000 psi, kích thước b = 10 in, h = 20 in, lớp bảo vệ (allowance) = 2,50 in. Yêu cầu xác định diện tích cốt thép A_s cần thiết.

Lời giải:

Quy trình tính toán theo tiêu chuẩn ACI 318-02 có thể theo các bước sau đây:

- Bước 1: Xác định bề dầy lớp bảo vệ theo đường kính thép dọc chịu lực, thép đai: chọn bằng 2,50 in; d = 20 - 2,50 = 17,50 in ;

- Bước 2: Giả thiết là trường hợp phá hoại dẻo, hệ số giảm độ bền ϕ lấy bằng 0,90, tính toán diện tích thép theo công thức (3-29):

$$A_s = \frac{0,85f'_c bd}{f_y} - \frac{1}{2f_y}\sqrt{2,89f'^2_c b^2 d^2 - 6,8f'_c b\frac{M_u}{\phi}}$$, thay số vào ta có:

$$A_s = \frac{(0,85)(4)(10)(17,5)}{60} - \frac{1}{(2).(60)}\sqrt{(2,89)(4^2)(10^2)(17,5^2) - (6,8)(4)(10)\frac{2525}{0,90}} = 3,183\,in^2$$

- Bước 3: Tính toán tỷ số c/d_t và biến dạng của cốt thép chịu kéo:

$$\frac{c}{d_t} = \frac{A_s f_y}{\beta_1 0,85f'_c bd} = \frac{(3,183).(60)}{(0,85).(0,85).(4).(10).(17,5)} = 0,378 > 0,375$$

và $\varepsilon_t = [\,0,003/(c/d_t)] - 0,003 = [0,003/0,378] - 0,003 = 0,0049 < 0,005$;

- Bước 4: Kiểm tra trường hợp phá hoại: thuộc trường hợp phá hoại chuyển tiếp, cần phải tính lặp để xác định lại hệ số ϕ:

$\phi = 0,23 + 0,25/(c/d_t)$ hoặc tính theo biến dạng của thép: $\phi = 0,48 + 83(\varepsilon_t)$;

- Bước 5: Quá trình tính lặp để xác định A_s theo các giá trị của ϕ, c/d_t, ε_t cho kết quả như sau:

Bước lặp	Diện tích A_s (in^2)	Tỷ số c/d_t	Biến dạng ε_t	Hệ số ϕ
n = 1	3,18	0,378	0,0049	0,895
n = 5	3,26	0,387	0,0048	0,880
n = 10	3,33	0,395	0,0046	0,867
n = 15	3,37	0,400	0,0045	0,859

3.4. Tiết diện chữ nhật cốt kép

Thông thường dầm bê tông cốt thép được bố trí cốt thép ở vùng chịu nén. Cốt thép này có thể là do cấu tạo hoặc được tính toán theo cấu kiện chịu uốn cốt kép. Cốt thép được đặt vào vùng chịu nén với các lý do sau đây:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Do yêu cầu thực tế cần bố trí để tạo khung cốt thép và dễ dàng thi công;

- Nhằm mục đích tăng khả năng chịu lực của cấu kiện trong điều kiện tiết diện dầm bị hạn chế do yêu cầu kiến trúc hoặc sử dụng của kết cấu;

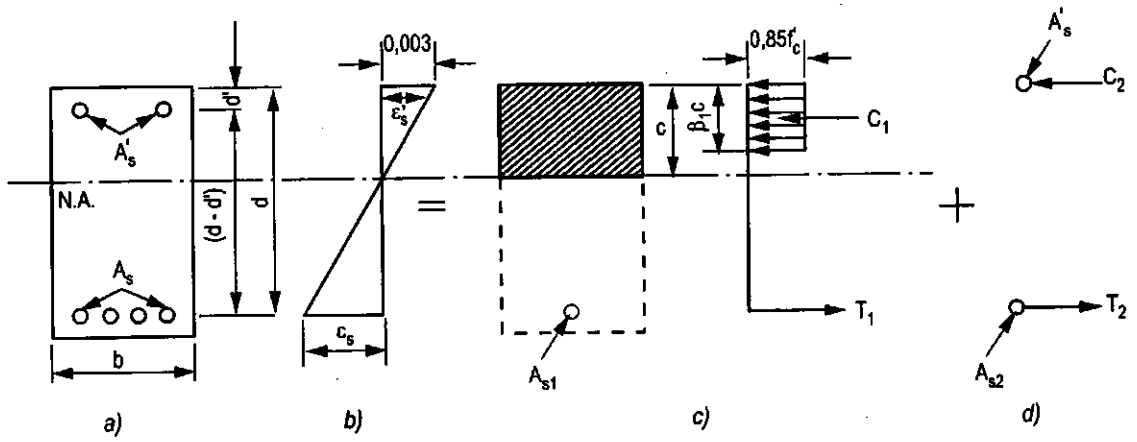
- Tăng độ cứng của cấu kiện, giảm độ võng của dầm do trọng lượng bản thân lớn và khả năng chống tải trọng rung động như động đất, ...

- Giảm co ngót và từ biến của bê tông trong dầm và tăng tính dẻo của bê tông vùng chịu nén. Dầm đặt cốt thép ở vùng bê tông chịu nén có thể chuyển từ trường hợp phá hoại dòn sang phá hoại dẻo.

Thực tế thiết kế, dầm bê tông cốt thép đặt cốt kép sẽ kinh tế hơn là tính toán theo cốt đơn. Phần tiếp theo sẽ trình bày nguyên tắc tính toán các cấu kiện chịu mô men uốn, bố trí cốt kép.

3.4.1. Sơ đồ ứng suất

Các giá trị ứng suất biến dạng của sơ đồ dùng trong tính toán cấu kiện chịu uốn cốt thép đơn có giá trị như sau: biến dạng bê tông vùng chịu nén ε_{cu} bằng 0,003, cốt thép vùng kéo A_s đạt cường độ f_y, cốt thép vùng nén A'_s đạt cường độ f'_y, biến dạng của cốt thép chịu kéo ε_s lấy theo ứng suất của thép và bằng f_s/E_s. Ứng suất bê tông đạt giá trị $0,85f'_c$, các kích thước mặt cắt và ký hiệu tương ứng trên hình 3-4.



Hình 3-4: *Sơ đồ ứng suất cấu kiện chịu uốn tiết diện chữ nhật cốt thép kép*

3.4.2. Phương trình cơ bản

Giả thiết tất cả các loại thép đều chảy dẻo: $f_s = f'_s = f_y$. Các phương trình cơ bản của cấu kiện chịu uốn đặt cốt kép được viết như sau:

- Phương trình cân bằng lực dọc:

$$0,85f'_c ab + A'_s f_y = A_s f_y \qquad (3\text{-}30)$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Độ cao vùng bê tông chịu nén a được xác định từ (3-30):

$$a = \frac{A_s f_y - A_s' f_y}{0,85 f_c' b} \qquad (3\text{-}30a)$$

Trong trường hợp chỉ tính đến diện tích hiệu quả thực tế của bê tông vùng chịu nén, lực nén trong cốt thép chịu nén được xác định bằng:

$$C_s = A_s'(f_y - 0,85 f_c')$$

và (3-30) được viết như sau:

$$0,85 f_c' ab + A_s'(f_y - 0,85 f_c') = A_s f_y \qquad (3\text{-}30b)$$

- Phương trình cân bằng mô men:

$$M_n = 0,85 f_c' ab\left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' f_y (d - d') \qquad (3\text{-}31)$$

Hoặc được xác định theo:

$$M_n = 0,85 f_c' ab\left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s'(f_y - 0,85 f_c')(d - d') \qquad (3\text{-}31a)$$

Trên cơ sở cân bằng biến dạng như hình vẽ, biến dạng của cốt thép chịu nén ε' được xác định theo biểu thức sau:

$$\varepsilon_s' = 0,003\frac{c - d'}{c} = 0,003\frac{a - \beta_1 d'}{a} \qquad (3\text{-}32)$$

$$\varepsilon_s = 0,003\frac{d - c}{c} = 0,003\frac{\beta_1 d - a}{a} \qquad (3\text{-}33)$$

Cần phải kiểm tra xem thép ở vùng chịu nén và chịu kéo có chảy dẻo hay không theo các giá trị giới hạn biến dạng của thép như sau:

$$\varepsilon_y = f_y/E_s \text{ và } \varepsilon_y' = f_y' / E_s$$

- Nếu cốt thép chảy dẻo, áp dụng giá trị cường độ f_y để tính toán trong các công thức (3-30) và (3-31).

- Nếu thép không chảy dẻo, cần phải xác định ứng suất trong cốt thép theo biến dạng của chúng như sau: $f_s = \varepsilon_s E_s$ và $f_s' = \varepsilon_s' E_s$. Độ cao vùng nén a lúc này xác định theo biểu thức: $a = \frac{A_s f_s - A_s' f_s'}{0,85 f_c' b}$ hoặc $a = \frac{A_s f_s - A_s'(f_s' - 0,85 f_c')}{0,85 f_c' b}$ nếu tính đến diện tích thép A_s' ở vùng bê tông chịu nén. Lúc đó, phương trình (3-31) sẽ trở thành:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$$M_n = 0,85f_c^{'}ab\left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s^{'}f_s^{'}(d - d') \quad (3\text{-}34)$$

và (3-31a) sẽ trở thành:

$$M_n = 0,85f_c^{'}ab\left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s^{'}(f_s - 0,85f_c^{'})(d - d') \quad (3\text{-}35)$$

Thông thường trong tính toán người ta bỏ qua giá trị $0,85f_c^{'}$ để đơn giản hơn mà không ảnh hưởng đến kết quả tính toán.

3.4.3. Điều kiện hạn chế

Khả năng chịu lực của dầm bê tông cốt thép kép khác nhau và phụ thuộc vào sự chảy dẻo của cốt thép ở vùng nén. Chúng ta sẽ xem xét điều kiện để cốt thép vùng nén chảy dẻo theo hàm lượng thép và tỷ số của d'/a so với tỷ số d'/a giới hạn.

Điều kiện để cốt thép vùng nén chảy dẻo được xác định như sau: Giả thiết tất cả cốt thép đều chảy dẻo, thay các giá trị A_s và $A_s^{'}$ bằng các biểu thức: $A_s = \rho bd$; $A_s^{'} = \rho^{'}bd$ và $a = \beta_1 c$, phương trình (3-30) được viết lại như sau:

$$0,85f_c^{'}\beta_1 cb + \rho^{'}bdf_y = \rho bdf_y \quad (3\text{-}36)$$

$$c = \frac{\rho bdf_y - \rho^{'}bdf_y}{0,85f_c^{'}\beta_1 b} = \frac{\rho df_y - \rho^{'}df_y}{0,85f_c^{'}\beta_1} = \frac{f_y d}{0,85f_c^{'}\beta_1}(\rho - \rho') \quad (3\text{-}37)$$

Từ sơ đồ cân bằng biến dạng, ta có: $\frac{\varepsilon_s^{'}}{(c - d')} = \frac{0,003}{c}$ suy ra: $\varepsilon_s^{'} = \frac{0,003}{c}(c - d') \geq \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$

hoặc $\frac{87}{c}(c - d^{'}) \geq f_y$ (với E_s tính bằng ksi). Từ đó ta có:

$$c \geq \frac{87d^{'}}{87 - f_y} \quad (3\text{-}38)$$

Kết hợp (3-37) và (3-38) ta có:

$$\frac{f_y d}{0,85f_c^{'}\beta_1}(\rho - \rho') \geq \frac{87d^{'}}{87 - f_y}; (\rho - \rho') \geq 0,85\beta_1 \frac{f_c^{'}}{f_y}\frac{d^{'}}{d}\left(\frac{87d^{'}}{87 - f_y}\right) \quad (3\text{-}39)$$

Trong trường hợp kể đến diện tích thép ở vùng nén, biểu thức (3-39) sẽ có dạng sau:

$$(\rho - \rho')\left(1 - 0,85\frac{f_c^{'}}{f_y}\right) \geq 0,85\beta_1 \frac{f_c^{'}}{f_y}\frac{d^{'}}{d}\left(\frac{87d^{'}}{87 - f_y}\right) \quad (3\text{-}40)$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Từ (3-32), đặt $\varepsilon'_s = \varepsilon_y$ và $\varepsilon_y = f_y/E_s$, trong đó $E_s = 29.000$ psi, chúng ta có thể giải để tìm giá trị giới hạn của d'/a để cốt thép chịu nén chảy dẻo như sau:

$$\left(\frac{d'}{a}\right)_{gh} = \frac{1}{\beta_1}\left(1 - \frac{f_y}{87.000}\right) \text{ (trong đó } f_y \text{ tính theo psi)} \qquad (3\text{-}41)$$

hoặc:

$$\left(\frac{d'}{a}\right)_{gh} = \frac{1}{\beta_1}\left(1 - \frac{f_y}{600}\right) \text{ (trong đó } f_y \text{ tính bằng MPa)} \qquad (3\text{-}42)$$

Điều kiện để cốt thép chịu nén chảy dẻo: $\frac{d'}{a} \le \left(\frac{d'}{a}\right)_{gh}$. Giá trị giới hạn này phụ thuộc vào cường độ của bê tông và thép, có thể lập thành bảng tra.

Trong trường hợp phá hoại cân bằng, hàm lượng cốt thép ρ_b được xác định như sau:

Từ phương trình cân bằng lực dọc (3-30):

$$0,85f'_c ab + A'_s f'_s = A_s f_s \qquad (3\text{-}43)$$

Trong trường hợp phá hoại cân bằng ($f_s = f_y$):

$$0,85f'_c \beta_1 cb + A'_s f'_s = A_s f_y \qquad (3\text{-}43a)$$

Theo (3-33): $\varepsilon_s = 0,003\frac{d-c}{c}$ hoặc $\frac{c}{d_t} = \frac{0,003}{(0,003+\varepsilon_s)}$ (tiêu chuẩn ACI 318-02 dùng d_t thay cho d).

Thay điều kiện cân bằng ($f_s = f_y$), ta có:

$$\frac{c_b}{d_t} = \frac{0,003}{(0,003+\varepsilon_y)} = \frac{0,003}{\left(0,003 + \frac{f_y}{E_s}\right)}$$, thay $E_s = 29.000$ ksi, ta có:

$$\frac{c_b}{d_t} = \frac{0,003}{\left(0,003 + \frac{f_y}{29.000}\right)} = \frac{87}{87 + f_y} \qquad (3\text{-}44)$$

Từ (3-36), chia 2 vế cho d, ta có: $0,85f'_c \beta_1 \frac{c}{d} b + \rho' b f'_s = \rho b f_y$

rút gọn b ở các số hạng, ta có: $0,85f'_c \beta_1 \frac{c}{d} + \rho' f'_s = \rho f_y$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

suy ra hàm lượng thép ρ: $\rho = 0{,}85\frac{f_c'}{f_y}\beta_1\frac{c}{d} + \rho'\frac{f_s'}{f_y}$,

thay giá trị của c_b/d_t cân bằng vào, ta có:

$$\rho_b = 0{,}85\frac{f_c'}{f_y}\beta_1\left(\frac{87}{87+f_y}\right) + \rho'\frac{f_s'}{f_y} \qquad (3\text{-}45)$$

Thông thường, tiêu chuẩn ACI 318 cho phép hàm lượng thép tối đa $\rho_{max} = 0{,}75\rho_b$, do đó ta có:

$$\rho_{max} = 0{,}75\left[0{,}85\frac{f_c'}{f_y}\beta_1\left(\frac{87}{87+f_y}\right)\right] + \rho'\frac{f_s'}{f_y} \qquad (3\text{-}46)$$

Tiêu chuẩn ACI 318-02 quy định biến dạng của cốt thép vùng kéo không được nhỏ hơn 0,004, tương ứng với tỷ số $c/d_t = 0{,}429$, do đó điều kiện hạn chế để cấu kiện phá hoại dẻo như sau:

- Nếu $\varepsilon_t \geq 0{,}005$ và $c/d_t \leq 0{,}375$: tiết diện thuộc trường hợp phá hoại dẻo, hệ số $\phi = 0{,}90$;

- Nếu $0{,}004 \leq \varepsilon_t < 0{,}005$ và $0{,}375 < c/d_t \leq 0{,}429$: trạng thái ứng suất sẽ thuộc giai đoạn chuyển tiếp, hệ số giảm độ bền ϕ được xác định như sau:

$$\phi = 0{,}23 + 0{,}25/(c/d_t) \text{ hoặc } \phi = 0{,}48 + 83(\varepsilon_t)$$

3.4.4. Bài toán kiểm tra cường độ (Analysis)

a) Trường hợp tất cả cốt thép chảy dẻo:

- Từ phương trình (3-30a), xác định "a": $a = \frac{A_s f_y - A_s' f_y}{0{,}85 f_c' b}$, tính tỷ số c/d_t và kiểm tra trường hợp phá hoại, sau đó xác định hệ số giảm độ bền ϕ theo chương 2.

- Kiểm tra sự chảy dẻo của cốt thép: Tính biến dạng của thép theo (3-32) và (3-33). Nếu các biến dạng của thép chịu kéo và chịu nén đều lớn hơn $\varepsilon_y = f_y/E_s$ thì tính tiếp M_n.

- Tính M_n theo (3-31):

$$M_n = 0{,}85 f_c' ab\left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' f_y (d - d')$$

- Điều kiện đảm bảo khả năng chịu lực:

$M_u \leq \phi M_n$: đảm bảo khả năng chịu lực;
$M_u > \phi M_n$: không đảm bảo khả năng chịu lực.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

b) Trường hợp thép chịu nén không chảy dẻo:

- Giả thiết tất cả thép đều chảy dẻo, từ phương trình (3-30a), xác định "a": $a = \dfrac{A_s f_y - A_s' f_y}{0,85 f_c' b}$,

sau đó tính tỷ số c/d_t và kiểm tra trường hợp phá hoại và xác định hệ số giảm độ bền ϕ theo chương 2.

- Kiểm tra sự chảy dẻo của cốt thép vùng nén: Tính biến dạng của thép theo (3-32) và (3-33). Nếu biến dạng của thép chịu nén nhỏ hơn $\varepsilon_y = f_y/E_s$ thì thép vùng nén sẽ không chảy dẻo, để xác định ứng suất trong cốt thép vùng nén, cần phải xác định chiều cao "c" của cấu kiện, từ đó tính f_s' dựa vào quan hệ biến dạng của tiết diện:

Từ (3-30), khi thép vùng nén không chảy dẻo, ta có:

$$0,85 f_c' ab + A_s' f_s' = A_s f_y \qquad (3\text{-}47)$$

mặt khác từ (3-32) ta có: $\varepsilon_s' = 0,003\dfrac{c-d'}{c}$ và $f_s' = E_s(0,003)\dfrac{c-d'}{c}$, thay giá trị f_s' vào (3-47) ta có:

$$0,85 f_c' \beta_1 cb + A_s'\left[E_s(0,003)\frac{c-d'}{c}\right] = A_s f_y \qquad (3\text{-}48)$$

Trong trường hợp chỉ kể đến diện tích thực tế của bê tông vùng nén thì (3-48) có dạng sau:

$$0,85 f_c' \beta_1 cb + A_s'\left[E_s(0,003)\frac{c-d'}{c} - 0,85 f_c'\right] = A_s f_y \qquad (3\text{-}48a)$$

- Giải phương trình (3-48) với biến số "c" và xác định chiều cao vùng chịu nén $a = \beta_1 c$.

- Tính M_n theo (3-34): $$M_n = 0,85 f_c' ab\left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' f_s'\left(d - d'\right) \qquad (3\text{-}49)$$

- Điều kiện đảm bảo khả năng chịu lực:

$M_u \le \phi M_n$: đảm bảo khả năng chịu lực;

$M_u > \phi M_n$: không đảm bảo khả năng chịu lực.

3.4.5. Bài toán thiết kế (Design)

Xác định diện tích thép A_s và A_s' theo các số liệu cho trước như sau: M_u, b, d, f_c', f_y. Quy trình giải sẽ theo các bước sau:

- Giả thiết vùng bê tông chịu nén trong trường hợp cốt thép đơn đạt giá trị tối đa tương ứng với hàm lượng lớn nhất $\rho_{max} = 0,75\rho_b$ ta có: $\rho_{max} = 0,75\left[0,85\dfrac{f_c'}{f_y}\beta_1\left(\dfrac{87}{87+f_y}\right)\right]$, xác định

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

diện tích thép A_{smax} theo: $A_{smax} = \rho_{max}bd$, sau đó tính toán chiều cao vùng nén "a" và "c" theo (3-18): $a = \dfrac{A_s f_y}{0,85 f_c' b}$, tính toán "c" theo: $c = \dfrac{A_s f_y}{\beta_1 0,85 f_c' b}$ và tỷ số c/d_t để xác định hệ số giảm độ bền ϕ ban đầu.

- Tính mô men do phần bê tông vùng nén vừa giả thiết như trên có thể chịu được (M_{ns}):

$$M_{ns} = A_s f_y\left(d - \frac{a}{2}\right) = A_s f_y\left(d - \frac{A_s f_y}{1,7 f_c' b}\right)$$

- Tính mô men còn lại dồn cho thép chịu nén M_{nc}:

$$M_{nc} = M_n - M_{ns}$$

Mặt khác ta có: $M_{nc} = C_s(d- d')$, trong đó C_s là hợp lực của thép vùng nén cần thiết. Tuỳ theo biến dạng của thép vùng nén mà có thể hợp lực C_s được xác định theo: $C_s = A_s'(f_y)$ nếu cốt thép ở vùng nén A_s' chảy dẻo, hoặc $C_s = A_s'(f_s')$ nếu cốt thép ở vùng nén A_s' không chảy dẻo.

- Kiểm tra sự chảy dẻo của thép ở vùng nén bằng cách xác định biến dạng của cốt thép A_s' theo (3-32): $\varepsilon_s' = 0,003\dfrac{c-d'}{c}$. Nếu biến dạng của thép chịu nén ε_s' lớn hơn hoặc bằng $\varepsilon_y = f_y/E_s$ thì thép vùng nén sẽ chảy dẻo và nếu biến dạng của thép chịu nén ε_s' nhỏ hơn $\varepsilon_y = f_y/E_s$ thì thép vùng nén sẽ không chảy dẻo. Từ đó tính diện tích thép chịu nén A_s' theo các biểu thức sau: $A_s' = \dfrac{C_s}{f_y}$ nếu thép chịu nén chảy dẻo, hoặc $A_s' = \dfrac{C_s}{f_s'}$ nếu thép vùng nén không chảy dẻo. Nếu kể đến sự có mặt của diện tích thép A_s' thì các biểu thức trên sẽ có dạng: $A_s' = \dfrac{C_s}{(f_y - 0,85 f_c')}$.

- Tính diện tích thép chịu kéo A_s theo biểu thức (3-30):

$$0,85 f_c' ab + C_s = A_s f_y, \text{ hoặc: } A_s = \frac{0,85 f_c' ab + C_s}{f_y}$$

- Sau khi đã có các diện tích thép A_s và A_s', có thể kiểm tra lại chiều cao vùng nén thực tế và sự chảy dẻo của cốt thép vùng nén cũng như hàm lượng thép đã tính toán so với hàm lượng lớn nhất (ρ_{max}). Đồng thời kiểm tra trường hợp phá hoại với tỷ số c/d_t thực tế.

3.4.6. Quy trình tính toán quen thuộc với tiêu chuẩn Việt Nam

Để bạn đọc dễ dàng tiếp cận với cách tính toán kết cấu chịu uốn cốt thép kép, các bước tính toán nêu trên có thể biểu diễn với các biểu thức quen thuộc với các bước tính toán được trình bày trong các tài liệu và tiêu chuẩn của Việt Nam như sau:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

a) Đối với bài toán kiểm tra cường độ:

- Trước hết tính độ cao vùng bê tông chịu nén "a" theo (3-30): $a = \dfrac{A_s f_y - A_s' f_y}{0{,}85 f_c' b}$, tính được chiều cao đến trục trung hoà "c": $c = \dfrac{a}{\beta_1}$ và tỷ số $\dfrac{c}{d_t} = \dfrac{a}{\beta_1 d_t}$.

- Xác định trường hợp phá hoại và hệ số giảm độ bền ϕ:

Nếu tỷ số $\dfrac{c}{d_t} \le 0{,}375$: thuộc trường hợp phá hoại dẻo, $\phi = 0{,}90$;

Nếu $0{,}375 < \dfrac{c}{d_t} \le 0{,}429$ (theo ACI 318-02 quy định ứng với $\varepsilon_s \le 0{,}004$), thì xác định ϕ theo quy định trong trường hợp phá hoại trong vùng chuyển tiếp. Trên cơ sở đó xác định ứng suất trong cốt thép vùng nén và áp dụng tính M_n trong công thức (3-31) tuỳ theo cốt thép vùng nén chảy dẻo hoặc không chảy dẻo.

- Tính mô men M_n theo (3-31): $M_n = 0{,}85 f_c' ab\left(d - \dfrac{a}{2}\right) + A_s' f_y \left(d - d'\right)$

- Điều kiện đảm bảo khả năng chịu lực: $M_u \le \phi M_n$.

b) Đối với bài toán thiết kế:

- Giả thiết vùng bê tông chịu nén $a = a_{max} = a_b$ (tính được từ tỷ số $c/d_t = 0{,}375$), hệ số giảm độ bền $\phi = 0{,}90$.

- Tính diện tích thép A_s' theo (3-31): $A_s' = \dfrac{M_u/\phi - 0{,}85 f_c' a_{max} b\left(d - \dfrac{a}{2}\right)}{f_y (d - d')}$ có thể kiểm tra hàm lượng ρ_{min} với A_s' và tính A_s theo biểu thức (3-30). Chú ý kiểm tra sự chảy dẻo của thép chịu nén để áp dụng ứng suất f_s trong công thức (3-30):

$$A_s = \frac{1}{f_y}\left(0{,}85 f_c' a_{max} b + A_s' f_y\right)$$

Với các bước tính toán nêu trên cho cả hai loại bài toán thường gặp trong thực tế thiết kế, hy vọng rằng việc áp dụng tiêu chuẩn ACI 318-02 sẽ đơn giản hơn và người đọc sẽ tìm thấy sự gần gũi với cách tính toán quen thuộc trong các tài liệu Việt Nam.

3.4.7. Ví dụ bằng số

Ví dụ 3-5. Kiểm tra cường độ, tất cả thép đều chảy dẻo

Xác định khả năng chịu lực M_n cho dầm bê tông cốt thép kép với số liệu sau: b = 12 in, d = 21,5 in, d' = 2 in, $f_c' = 3$ ksi, $f_y = 40$ ksi, $A'_s = 1$ in^2, $A_s = 4$ in^2.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Lời giải:

Giả thiết tất cả thép đều chảy dẻo, xác định a theo (3-30a):

$$a = \frac{A_s f_y - A_s' f_y}{0,85 f_c' b}; a = \frac{(4)(40)-(1)(40)}{0,85(3)(12)} = 3,92 \text{ in}; \text{ tính "c": } c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3,92}{0,85} = 4,61 \text{in}.$$

Kiểm tra biến dạng của cốt thép theo (3-32) và (3-33):

$$\varepsilon_s' = 0,003\frac{c-d'}{c} = 0,003\frac{(4,61-2)}{4,61} = 0,001699 > \varepsilon_y = 0,00138 \text{ đạt yêu cầu.}$$

$$\varepsilon_s = 0,003\frac{d-c}{c} = 0,003\frac{(21,5-4,61)}{4,61} = 0,01098 > \varepsilon_y \text{ đạt yêu cầu.}$$

- Tính tỷ số $\frac{c}{d_t} = \frac{4,61}{21,5} = 0,21 < 0,375$: thuộc trường hợp phá hoại dẻo, hệ số giảm độ bền $\phi = 0,90$ (theo chương 2).

- Tính M_n theo (3-31):

$$M_n = 0,85 f_c' ab\left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' f_y (d - d').$$

$$M_n = (0,85).(3).(3,92).(12)\cdot\left(21,5 - \frac{3,92}{2}\right) + (1).(40).(21,5-2) = 3.123,86 \text{ k-in}.$$

- Điều kiện đảm bảo khả năng chịu lực: $M_u \le 0,90M_n$.

Ví dụ 3-6: Kiểm tra cường độ thép vùng nén không chảy dẻo

Xác định khả năng chịu lực M_n cho dầm bê tông cốt thép kép với số liệu sau: b = 12 in, d = 21,5 in, d' = 2 in, $f_c' = 5$ ksi, $f_y = 60$ ksi, $A'_s = 1$ in^2, $A_s = 4$ in^2 ($\beta_1 = 0,80$ do $f_c' = 5$ ksi).

Lời giải:

Giả thiết tất cả thép đều chảy dẻo, xác định a theo (3-30a):

$$a = \frac{A_s f_y - A_s' f_y}{0,85 f_c' b} = \frac{(4)(60)-(1)(60)}{0,85(5)(12)} = 3,53 \text{ in};$$

tính "c": $c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3,53}{0,85} = 4,2$ in; $\frac{c}{d_t} = \frac{4,2}{21,5} = 0,195 < 0,375$, vậy thuộc trường hợp phá hoại dẻo, hệ số $\phi = 0,90$.

Kiểm tra biến dạng của cốt thép theo (3-32) và (3-33):

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$$\varepsilon_s' = 0{,}003\frac{c-d'}{c} = 0{,}003\frac{(4{,}2-2)}{4{,}2} = 0{,}00157 < \varepsilon_y = 0{,}00207$$: thoả mãn yêu cầu.

$$\varepsilon_s = 0{,}003\frac{d-c}{c} = 0{,}003\frac{(21{,}5-4{,}2)}{4{,}2} = 0{,}0124 > \varepsilon_y = 0{,}00207$$: thoả mãn yêu cầu.

Như vậy, cốt thép vùng nén không chảy dẻo. Giải phương trình theo "c" theo (3-48):

$$0{,}85f_c'\beta_1 cb + A_s'\left[E_s(0{,}003)\frac{c-d'}{c}\right] = A_s f_y$$ thay số vào ta có:

$$0{,}85(5)(0{,}80)(c)(12) + (1)\left[29.000(0{,}003)\frac{c-2}{c}\right] = 4(60)$$

Giải phương trình bậc 2 với biến số "c", ta có kết quả c = 4,66 in. Tính được a = 3,73 in.

- Tính M_n theo (3-34):

$$M_n = 0{,}85f_c'ab\left(d-\frac{a}{2}\right) + A_s'f_s'(d-d')$$, thay số vào ta có:

$$M_n = 0{,}85(5)(3{,}73)(12)\left(21{,}5-\frac{3{,}73}{2}\right) + (1)(60)(21{,}5-2) = 4.705{,}12 \text{ k-in};$$

- Điều kiện đảm bảo khả năng chịu lực: $M_u \le 0{,}90M_n$: đảm bảo khả năng chịu lực.

Ví dụ 3-7: Bài toán thiết kế, tính A_s và A_s', trường hợp cả cốt thép chảy dẻo

Xác định diện tích cốt thép A_s và A_s' cho dầm bê tông cốt thép đơn với số liệu sau: b = 14 in, d = 27,5 in, d' = 3 in, f_c' = 5 ksi, f_y = 60 ksi, chịu mô men M_u = 13.933 k-in (β_1 = 0,80 do f_c' = 5 ksi).

Lời giải:

- Giả thiết hàm lượng thép $\rho = \rho_{max} = 0{,}75\,\rho_b$:

$$\rho_{max} = 0{,}75\left[0{,}85\frac{f_c'}{f_y}\beta_1\left(\frac{87}{87+f_y}\right)\right],$$

$$\rho_{max} = 0{,}75\left[0{,}85\frac{5}{60}0{,}80\left(\frac{87}{87+60}\right)\right] = 0{,}0251$$

- Diện tích cốt thép (cốt đơn) lớn nhất $A_{smax} = \rho_{max}bd = 0{,}0251(14)(27{,}5) = 9{,}66$ in^2.

- Tính "a" theo: (3-18): $a = \dfrac{A_s f_y}{0{,}85.f_c'.b} = \dfrac{9{,}68(60)}{0{,}85(5)(14)} = 9{,}74$ in, suy ra c = 12,2 in.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Tính mô men do phần bê tông vùng nén có thể chịu được (M_{ns}):

$$M_{ns} = A_s f_y\left(d - \frac{a}{2}\right) = 9,66(60)\left(27,5 - \frac{9,74}{2}\right) = 13.116 \text{ k-in}$$

- Tính mô men còn lại dồn cho thép chịu nén M_{nc}:

$$M_{nc} = M_u - M_{ns} = 13.933 - 13,116 = 817 \text{ k-in.}$$

- Từ $M_{nc} = C_s(d - d')$, ta có: $C_s = \frac{M_{nc}}{d - d'} = \frac{817}{27,5 - 3} = 33,35$ kips

- Kiểm tra sự chảy dẻo của thép chịu nén bằng cách xác định biến dạng của cốt thép A_s' theo (3-32): $\varepsilon_s' = 0,003\frac{c - d'}{c} = 0,003\frac{12,2 - 3}{12,2} = 0,00226 > \varepsilon_y$, vậy thép vùng nén chảy dẻo.

Tính diện tích thép: $A_s' = \frac{C_s}{f_y - 0,85f_c'} = \frac{33,35}{60 - 0,85(5)} = 0,598 \text{ in}^2$

Tính toán diện tích thép A_s:

$$A_s = \frac{0,85f_c'ab + C_s}{f_y} = \frac{0,85(5)(9,74)(14) + 33,35}{60} = 10,21 \text{ in}^2$$

Chọn 8 # 10 có $A_s = 10,16 \text{ in}^2$, bố trí 2 lớp.

Ví dụ 3-8: Bài toán thiết kế tính A_s và A_s', trường hợp cốt thép vùng nén không chảy dẻo

Xác định diện tích cốt thép A_s và A_s' cho dầm bê tông cốt thép kép với số liệu sau: b = 14 in, d = 27,5 in, d' = 3 in, $f_c' = 5$ ksi, $f_y = 60$ ksi, chịu mô men $M_n = 13,933$ k-in ($\beta_1 = 0,80$ do $f_c' = 5$ ksi).

Lời giải:

Giả thiết hàm lượng thép:

$$\rho = 0,5\rho_{max} = (0,5).(0,75)\rho_b:$$

$$\rho_{max} = 0,75\left[0,85\frac{5}{60}0,80\left(\frac{87}{87 + 60}\right)\right] = 0,0251$$

Diện tích thép ứng với hàm lượng thép $\rho = 0,5\rho_{max}$:

$$A_{s\,max} = \frac{0,0251(14)(27,5)}{2} = 4,83 \text{ in}^2, \quad a = \frac{A_s f_y}{0,85f_c'b} = \frac{(4,83)(60)}{(0,85)(5)(14)} = 4,87 \text{ in},$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

suy ra c = 6,09 in; $\frac{c}{d_t} = \frac{6,09}{27,5} = 0,221 < 0,375$, thuộc trường hợp phá hoại dẻo, $\phi = 0,90$.

Tính mô men do phần bê tông vùng nén có thể chịu được (M_{ns}):

$$M_{ns} = A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{1,7 f_c' b} \right) = 4,83(60)\left(27,5 - \frac{4,83(60)}{1,7(5)(14)} \right) = 7.262,39 \text{ k-in}$$

Tính mô men còn lại dồn cho thép chịu nén M_{nc}:

$$M_{nc} = M_u - M_{ns} = 13.933 - 7.262,39 = 6.670,61 \text{ k-in.}$$

- Từ $M_{nc} = C_s(d - d')$, ta có: $C_s = \frac{M_{nc}}{d - d'} = \frac{6.670,61}{27,5 - 3} = 272,27$ kips

- Kiểm tra sự chảy dẻo của thép chịu nén bằng cách xác định biến dạng của cốt thép A_s' theo (3-32): $\varepsilon_s' = 0,003\frac{c - d'}{c} = 0,003\frac{6,09 - 3}{6,09} = 0,001522 < \varepsilon_y$, vậy thép vùng nén không chảy dẻo.

- Ứng suất trong cốt thép vùng nén không chảy dẻo mà chỉ đạt giá trị $f_s' < f_y$:

$$f_s' = \varepsilon_s' E_s = 0,001522(29.000) = 44,14 \text{ ksi}$$

- Tính diện tích thép $A_s' = \frac{C_s}{f_s' - 0,85 f_c'} = \frac{272,27}{44,14 - 0,85(5)} = 6,82 \text{ in}^2$

- Tính toán diện tích thép A_s:

$$A_s = \frac{0,85 f_c' ab + A_s'(f_s' - 0,85 f_c')}{f_y} = \frac{0,85(5)(4,87)(14) + 6,82(44,14 - 0,85(5))}{60} = 9,36 \text{ in}^2$$

chọn thép 10 # 9 có $A_s = 10 \text{ in}^2$, bố trí 2 lớp.

3.5. Tiết diện chữ T cốt đơn

Dầm tiết diện chữ T thường gặp trong các kết cấu sàn đổ liền khối với hệ thống dầm. Độ cứng của dầm được bổ sung thêm do cánh bản cùng tham gia chịu lực. Đây cũng là một ưu điểm của dầm tiết diện chữ T. Trên cơ sở các thí nghiệm về sự tham gia chịu lực của bản cánh đối với dầm chữ nhật, tiêu chuẩn thiết kế quy định bề rộng bản cánh phải thoả mãn các yêu cầu sau đây:

- Bề rộng mỗi bên cánh không vượt quá 8 lần chiều dầy bản cánh ($8h_f$);

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Mỗi bên cánh không vượt quá 1/2 khoảng cách giữa các dầm với nhau ($1/2l_n$);

- Tổng bề rộng cánh bản b không vượt quá 1/4 nhịp dầm (1/4L);

- Đối với dầm biên của bản, bề rộng cánh bản không vượt quá $6h_f$ hoặc 1/2 khoảng cách giữa các sườn dầm ($1/2l_n$) hoặc 1/12 chiều dài nhịp dầm;

Dầm có một bên cánh bản thường gọi là dầm tiết diện chữ L.

3.5.1. Các trường hợp chịu lực của tiết diện chữ T

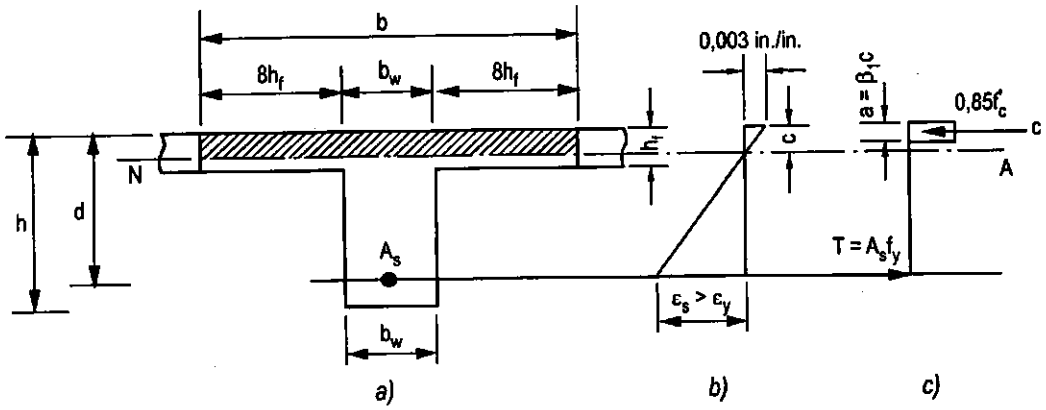
Tiết diện chữ T được tính toán trong hai trường hợp sau đây:

- Trường hợp cánh chịu kéo, tiết diện được tính toán như tiết diện chữ nhật có bề rộng b bằng bề rộng của sườn dầm b_w;

- Trường hợp cánh chịu nén: chia làm hai trường hợp: (i) trục trung hoà đi qua cánh ($a \le h_f$): tính toán như tiết diện chữ nhật với bề rộng bằng bề rộng cánh b; (ii) trục trung hoà đi qua sườn dầm ($a > h_f$), tính toán theo sơ đồ ứng suất chữ T. Chúng ta sẽ xem xét các trường hợp trục trung hoà đi qua bản cánh và sườn dầm với các nội dung sau đây:

• Trường hợp trục trung hoà đi qua cánh bản ($a < h_f$)

Trường hợp này tính toán tương tự như tiết diện chữ nhật với độ cao vùng bê tông chịu nén a nhỏ hơn chiều dày cánh bản h_f. Bề rộng của tiết diện chữ nhật lấy bằng bề rộng bản cánh (b) của tiết diện chữ T. Sơ đồ ứng suất của trường hợp này như sau:



***Hình 3-5:** Tiết diện chữ T, trục trung hoà đi qua cánh bản*

Phương trình cân bằng lực dọc được viết như (3-12):

$$0,85f_c'ba = A_sf_y \text{ hoặc } a = \frac{A_sf_y}{0,85f_c'b} \qquad (3\text{-}50)$$

Khả năng chịu lực của tiết diện tính theo công thức (3-13) của tiết diện chữ nhật:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

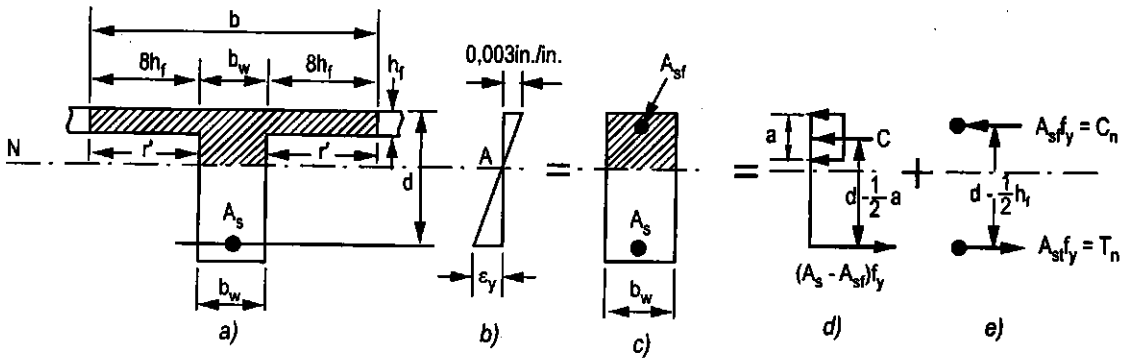
$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (3\text{-}51)$$

Tiết diện chữ T trong trường hợp này được tính toán tương tự tiết diện chữ nhật với bề rộng cánh bản b và chiều cao h (d).

• Trường hợp trục trung hoà đi qua sườn dầm ($a > h_f$)

Trường hợp này tính toán với sơ đồ ứng suất có độ cao vùng bê tông chịu nén a lớn hơn chiều dày cánh bản h_f. Diện tích vùng bê tông chịu nén bao gồm phần bản cánh và sườn dầm. Sơ đồ ứng suất, các phương trình cơ bản, điều kiện hạn chế và các bước giải bài toán kiểm tra cường độ và thiết kế của trường hợp này được trình bày chi tiết dưới đây.

3.5.2. Sơ đồ ứng suất



Hình 3-6: *Tiết diện chữ T, trục trung hoà đi qua sườn dầm*

3.5.3. Phương trình cơ bản

- Phương trình cân bằng lực dọc:

$$0{,}85f_c^{'}ab_w + 0{,}85f_c^{'}h_f(b - b_w) = A_s f_y \quad (3\text{-}52)$$

- Phương trình mô men với trọng tâm cốt thép vùng kéo sẽ là:

$$M_n = 0{,}85f_c^{'}ab_w\left(d - \frac{a}{2}\right) + 0{,}85f_c^{'}h_f(b - b_w)\left(d - \frac{h_f}{2}\right) \quad (3\text{-}53)$$

Các phương trình cơ bản nêu trên đúng trong trường hợp trục trung hoà đi qua sườn dầm khi các điều kiện sau đây được thoả mãn:

$M_n > M_f = 0{,}85f_c^{'}bh_f\left(d - \frac{h_f}{2}\right)$: đối với bài toán thiết kế, và (3-54)

$A_s f_y > C_f = 0{,}85f_c^{'}h_f b$: đối với bài toán kiểm tra cường độ (3-55)

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

3.5.4. Điều kiện hạn chế

Điều kiện để cốt thép chịu kéo chảy dẻo: Từ sơ đồ biến dạng của tiết diện, biến dạng của thép ε_s phải thoả mãn điều kiện sau:

$$\varepsilon_s = 0{,}003\frac{(d-c)}{c} = 0{,}003\frac{\beta_1 d - a}{a} \geq \frac{f_y}{E_s} \qquad (3\text{-}56)$$

Nếu cốt thép không chảy dẻo, giá trị f_y trong các phương trình (3-52) sẽ được thay bằng giá trị f_s xác định từ (3-56) như sau:

$$f_s = \varepsilon_s E_s = 0{,}003\frac{\beta_1 d - a}{a}E_s \qquad (3\text{-}57)$$

và quá trình tính toán sẽ được lặp lại.

Đối với cấu kiện bê tông cốt thép chịu mô men uốn, tiêu chuẩn ACI 318-02 quy định biến dạng của cốt thép vùng kéo không được nhỏ hơn 0,004, tương ứng với tỷ số $c/d_t = 0{,}429$, do đó điều kiện hạn chế nằm trong khoảng sau:

Nếu $\varepsilon_t \geq 0{,}005$ và $c/d_t \leq 0{,}375$: tiết diện thuộc trường hợp phá hoại dẻo, hệ số $\phi = 0{,}90$;

Nếu $0{,}004 \leq \varepsilon_t < 0{,}005$ và $0{,}375 < c/d_t \leq 0{,}429$: trạng thái ứng suất sẽ thuộc giai đoạn chuyển tiếp, hệ số giảm độ bền ϕ được xác định như sau:

$$\phi = 0{,}23 + 0{,}25/(c/d_t) \text{ hoặc } \phi = 0{,}48 + 83(\varepsilon_t)$$

3.5.5. Bài toán kiểm cường độ (Analysis)

Xác định khả năng chịu lực ϕM_n của cấu kiện chịu uốn khi biết diện tích cốt thép A_s, kích thước tiết diện (b, d, b_w, h_f), cường độ của bê tông (f'_c), cường độ của cốt thép (f_y).

Quy trình tính toán theo tiêu chuẩn ACI 318-02 như sau:

- Xác định vị trí trục trung hoà: Giả thiết trục trung hoà đi qua cánh bản của tiết diện ($a < h_f$), tính chiều cao vùng bê tông chịu nén theo biểu thức sau:

$$a = \frac{A_s f_y}{0{,}85 f'_c b} \qquad (3\text{-}58)$$

- Nếu $a \leq h_f$: tính toán như tiết diện chữ nhật có kích thước b và d;

- Nếu $a > h_f$: quá trình tính toán như sau: Từ phương trình (3-52), tính lại chiều cao vùng nén theo biểu thức sau:

$$a = \frac{A_s f_y - 0{,}85 f'_c h_f (b - b_w)}{0{,}85 f'_c b_w} \qquad (3\text{-}59)$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Xác định tỷ số c/d_t với $c = a/\beta_1$, trên cơ sở đó xác định trường hợp phá hoại của tiết diện và hệ số giảm độ bền ϕ. Kiểm tra điều kiện chảy dẻo của cốt thép chịu kéo theo các điều kiện nêu ở trên. Nếu cốt thép chảy dẻo, áp dụng giá trị ứng suất f_y trong tính toán, ngược lại phải xác định lại giá trị f_s và tính toán lại (xem điều kiện hạn chế).

- Khả năng chịu lực của cấu kiện M_n có thể tính toán theo phương trình (3-53):

$$M_n = 0{,}85f_c^{'}ab_w\left(d-\frac{a}{2}\right)+0{,}85f_c^{'}h_f(b-b_w)\left(d-\frac{h_f}{2}\right) \qquad (3\text{-}60)$$

Điều kiện an toàn cho cấu kiện:

Nếu: $M_u \le \phi M_n$: đảm bảo khả năng chịu lực;

Nếu: $M_u > \phi M_n$: không đảm bảo khả năng chịu lực.

3.5.6. Bài toán thiết kế (Design)

• Trước hết cần xác định vị trí trục trung hoà: Tính toán mô men tại vị trí giới hạn mép cánh bản của tiết diện M_f theo (3-54): $M_f = 0{,}85f_c^{'}bh_f\left(d-\frac{h_f}{2}\right)$, so sánh M_u với M_f:

Nếu: $M_u \le M_f$: trục trung hoà đi trong cánh bản ($a \le h_f$), tính như tiết diện chữ nhật b, d.

Nếu: $M_u > M_f$: trục trung hoà đi trong sườn tiết diện ($a > h_f$), quá trình tính toán như sau:

- Từ (3-53), biến đổi để có dạng phương trình sau:

$$\frac{M_u}{\phi} = M_n = 0{,}85f_c^{'}b_wd^2\Delta + 0{,}85f_c^{'}h_f(b-b_w)\left(d-\frac{h_f}{2}\right) \qquad (3\text{-}61)$$

- Từ (3-61), tính giá trị Δ với giả thiết $\phi = 0{,}90$:

$$\Delta = \frac{M_u/\phi - 0{,}85f_c^{'}h_f(b-b_w)\left(d-\frac{h_f}{2}\right)}{0{,}85f_c^{'}b_wd^2} \qquad (3\text{-}62)$$

- Tính: $\alpha = 1-\sqrt{(1-2\Delta)}$; tính $a = \alpha d$ hoặc tính trực tiếp từ công thức sau đây:

$$a = d\left[1-\sqrt{1-2\frac{M_u/\phi - 0{,}85f_c^{'}h_f(b-b_w)\left(d-\frac{h_f}{2}\right)}{0{,}85f_c^{'}b_wd^2}}\right] \qquad (3\text{-}63)$$

- Xác định tỷ số c/d_t với $c = a/\beta_1$: $\frac{c}{d_t} = \frac{a}{\beta_1 d_t}$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Xác định lại hệ số giảm độ bền ϕ theo tỷ số c/d_t;

- Xác định lại chiều cao vùng bê tông chịu nén a theo công thức (3-63) với giá trị ϕ cụ thể ở bước trên.

- Quá trình tính toán được lặp lại nếu trường hợp phá hoại của cấu kiện rơi vào vùng chuyển tiếp, hệ số giảm độ bền ϕ sẽ khác hằng số.

- Sau khi đã có giá trị ổn định của ϕ (theo sai số định trước) và giá trị của a, tính toán diện tích thép A_s theo công thức (3-52):

$$A_s = \frac{0,85f_c^{'}ab_w + 0,85f_c^{'}h_f(b-b_w)}{f_y} \qquad (3\text{-}64)$$

- Lựa chọn cốt thép hợp lý và bố trí đảm bảo các điều kiện cấu tạo.

Trong các tài liệu của Mỹ, quy trình tính toán sau đây thường được áp dụng:

- Từ phương trình (3-52): $0,85f_c^{'}ab_w + 0,85f_c^{'}h_f(b-b_w) = A_sf_y$, đặt giá trị lực dọc do cánh bản chịu là A_{sf}, ta có: $0,85f_c^{'}h_f(b-b_w) = A_{sf}f_y$, từ đó tính A_{sf}:

$$A_{sf} = \frac{0,85f_c^{'}h_f(b-b_w)}{f_y} \qquad (3\text{-}65)$$

- Từ (3-52) và (3-65) ta có: $0,85f_c^{'}ab_w = (A_s - A_{sf})f_y$ (3-66)

- Thay vào phương trình mô men, ta có:

$$M_n = (A_s - A_{sf})f_y\left(d - \frac{a}{2}\right) + A_{sf}f_y\left(d - \frac{h_f}{2}\right) \qquad (3\text{-}67)$$

Thay (3-66) vào (3-67) ta sẽ có phương trình bậc 2 với biến số a. Giải phương trình tìm được a và A_s. Nhìn chung theo cách này quy trình tính toán phức tạp hơn quy trình tính toán quen thuộc với bạn đọc đã nêu ở trên. Có thể thông qua một số ví dụ cụ thể, chúng ta sẽ làm quen với việc tính toán theo các bước đã trình bày trong các bài toán kiểm tra cường độ và bài toán thiết kế.

3.5.7. Ví dụ bằng số.

Ví dụ 3-9: Bài toán kiểm tra cường độ - Trục trung hoà đi qua cánh bản

Xác định khả năng chịu lực M_n của dầm chịu uốn, tiết diện chữ T, kích thước mặt cắt ngang như sau: b = 30 in, b_w = 6 in, d = 18 in, h_f = 4 in. Diện tích cốt thép A_s = 3 in^2, mô đun đàn hồi của cốt thép E_s = 29.000 ksi. Cường độ của bê tông f_c' 3 ksi, f_y = 60 ksi.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Lời giải:

Giả thiết trục trung hoà đi trong cánh bản, tính chiều cao bê tông chịu nén theo (3-58):

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{(3)(60)}{(0,85)(3)(30)} = 2,35 \text{ in}$$

Như vậy a = 2,35 in < h_f = 4 in, tính toán như tiết diện chữ nhật (b.h).

- Tính tỷ số c/d_t: $\frac{c}{d_t} = \frac{a}{\beta_1 d_t} = \frac{2,35}{(0,85)(18)} = 0,154 < 0,375$, cấu kiện phá hoại dẻo, $\phi = 0,90$.

- Tính M_n theo (3-51): $M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = (3)(60)\left(18 - \frac{2,35}{2}\right) = 3.028,5$ k-in.

- Điều kiện an toàn của tiết diện: $M_u \le \phi M_n = 0,90(3.028,5) = 2.725,65$ k-in.

Ví dụ 3-10: Bài toán kiểm tra cường độ - Trục trung hoà đi qua sườn dầm

Xác định khả năng chịu lực M_n của dầm chịu uốn, tiết diện chữ T, kích thước mặt cắt ngang như sau: b = 30 in, b_w = 6 in, d = 18 in, h_f = 2 in. Diện tích cốt thép A_s = 3 in^2, mô đun đàn hồi của cốt thép E_s = 29.000 ksi. Cường độ của bê tông f'_c = 3 ksi, f_y = 60 ksi.

Lời giải:

Giả thiết trục trung hoà đi trong cánh bản, tính chiều cao bê tông chịu nén theo (3-58):

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{(3)(60)}{(0,85)(3)(30)} = 2,35 \text{in}$$

Như vậy a = 2,35 in > h_f = 2 in, tính toán như tiết diện chữ T.

- Tính a theo (3-59): $a = \frac{A_s f_y - 0,85 f'_c h_f (b - b_w)}{0,85 f'_c b_w} = \frac{(3)(60) - 0,85(3)(2)(30-6)}{0,85(3)(6)} = 3,76$ in

- Tính tỷ số c/d_t: $\frac{c}{d_t} = \frac{a}{\beta_1 d_t} = \frac{3,76}{(0,85)(18)} = 0,246 < 0,375$, cấu kiện phá hoại dẻo, $\phi = 0,90$

- Xác định M_n theo (3-60): $M_n = 0,85 f'_c a b_w \left(d - \frac{a}{2}\right) + 0,85 f'_c h_f (b - b_w)\left(d - \frac{h_f}{2}\right)$

$$M_n = 0,85(3)(3,76)(6)\left(18 - \frac{3,76}{2}\right) + 0,85(3)(2)(30-6)\left(18 - \frac{2}{2}\right) = 3.008,15 \text{ k-in}$$

- Điều kiện an toàn của tiết diện: $M_u \le \phi M_n = 0,90(3.008,15) = 2.707,34$ k-in

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Tính toán diện tích thép A_s cho tiết diện chữ T chịu mô men M_u = 630 k-ft. Kích thước mặt cắt như sau: b = 30 in, b_w = 12 in, d = 23 in, h_f = 4 in. f'_c = 3 ksi, f_y = 60 ksi.

Lời giải:

- Xác định vị trí trục trung hoà: Tính toán mô men M_f theo (3-54):

$$M_f = 0{,}85f'_c bh_f\left(d - \frac{h_f}{2}\right) = 0{,}85(3)(30)(4)\left(23 - \frac{4}{2}\right) = 6.426 \text{ k-in}$$

Ta thấy: $M_n = M_u/\phi$ = 630(12)/(0,90) = 8.400 k-in > M_f = 6.426 k-in, vậy trục trung hoà đi qua sườn dầm. (Hệ số 12 đổi từ k-ft thành k-in).

- Từ (3-61), tính giá trị Δ với giả thiết ϕ = 0,90:

$$\Delta = \frac{\frac{M_u}{\phi} - 0{,}85f'_c h_f(b - b_w)\left(d - \frac{h_f}{2}\right)}{0{,}85f'_c b_w d^2} = \frac{8400 - 0{,}85(3)(4)(30-12)\left(23 - \frac{4}{2}\right)}{0{,}85(3)(12)(23)^2} = 0{,}28$$

Tính: $$\alpha = 1 - \sqrt{(1 - 2\Delta)} = 1 - \sqrt{1 - 2(0{,}28)} = 0{,}34$$

Tính $a = \alpha.d$ = 0,34(23) = 7,82 in ; xác định tỷ số c/d_t : $\frac{c}{d_t} = \frac{a}{\beta_1 d_t} = \frac{7{,}82}{0{,}85(23)} = 0{,}40$

- Xác định lại hệ số giảm độ bền ϕ theo tỷ số c/d_t = 0,40 > 0,375, phá hoại chuyển tiếp.

$$\phi = 0{,}23 + 0{,}25/(c/d_t) = 0{,}23 + \frac{0{,}25}{0{,}40} = 0{,}855$$

- Xác định lại chiều cao vùng bê tông chịu nén theo công thức (3-61) với giá trị ϕ = 0,855:

$$\Delta = \frac{\frac{M_u}{\phi} - 0{,}85f'_c h_f(b - b_w)\left(d - \frac{h_f}{2}\right)}{0{,}85f'_c b_w d^2} = \frac{\frac{630(12)}{0{,}855} - 0{,}85(3)(4)(30-12)\left(23 - \frac{4}{2}\right)}{0{,}85(3)(12)(23)^2} = 0{,}31$$

Tính lại: $$\alpha = 1 - \sqrt{(1 - 2\Delta)} = 1 - \sqrt{1 - 2(0{,}31)} = 0{,}38$$

Tính lại $a = \alpha.d$ = 0,38(23) = 8,74 in ; xác định tỷ số c/d_t : $\frac{c}{d_t} = \frac{a}{\beta_1 d_t} = \frac{8{,}74}{0{,}85(23)} = 0{,}45$

- Xác định lại hệ số giảm độ bền ϕ theo tỷ số c/d_t = 0,45:

$$\phi = 0{,}23 + 0{,}25/(c/d_t) = 0{,}23 + \frac{0{,}25}{0{,}45} = 0{,}785$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Xác định lại chiều cao vùng bê tông chịu nén theo công thức (3-61) với giá trị $\phi = 0,785$:

$$\Delta = \frac{\frac{M_u}{\phi} - 0,85f_c^{'}h_f(b-b_w)\left(d-\frac{h_f}{2}\right)}{0,85f_c^{'}b_w d^2} = \frac{\frac{630(12)}{0,785} - 0,85(3)(4)(30-12)\left(23-\frac{4}{2}\right)}{0,85(3)(12)(23)^2} = 0,36$$

Tính lại: $\alpha = 1-\sqrt{(1-2\Delta)} = 1-\sqrt{1-2(0,36)} = 0,47$

Tính lại $a = \alpha.d = 0,47(23) = 10,81$ in ; dừng ở kết quả a = 10,81 in, tính A_s theo (3-52):

$$A_s = \frac{0,85f_c^{'}ab_w + 0,85f_c^{'}h_f(b-b_w)}{f_y} = \frac{0,85(3)(10,81)(12)+0,85(3)(4)(30-12)}{60} = 8,57 \text{ in}^2$$

Ví dụ 3-12: Bài toán thiết kế - Trục trung hoà đi qua cánh bản - Phá hoại dẻo

Tính toán diện tích thép A_s cho tiết diện chữ T chịu mô men $M_u = 630$ k-ft. Kích thước mặt cắt như sau: b = 30 in, $b_w = 12$ in, d = 26 in, $h_f = 4$ in. $f_c' = 3$ ksi, $f_y = 60$ ksi.

Lời giải:

Xác định vị trí trục trung hoà: Tính toán mô men M_f theo (3-54):

$$M_f = 0,85f_c^{'}bh_f\left(d-\frac{h_f}{2}\right) = 0,85(3)(30)(4)\left(26-\frac{4}{2}\right) = 7.344 \text{ k-in}$$

Ta thấy: $M_n = M_u/\phi = 630(12)/(0,90) = 8.400$ k-in > $M_f = 7.344$ k-in, vậy trục trung hoà đi qua sườn dầm. (Hệ số 12 đổi từ k-ft thành k-in).

- Từ (3-61), tính giá trị Δ với giả thiết $\phi = 0,90$:

$$\Delta = \frac{\frac{M_u}{\phi} - 0,85f_c^{'}h_f(b-b_w)\left(d-\frac{h_f}{2}\right)}{0,85f_c^{'}b_w d^2} = \frac{\frac{7.560}{0,90} - 0,85(3)(4)(30-12)\left(26-\frac{4}{2}\right)}{0,85(3)(12)(26)^2} = 0,19$$

Tính: $\alpha = 1-\sqrt{(1-2\Delta)} = 1-\sqrt{1-2(0,19)} = 0,21$

Tính $a = \alpha.d = 0,21(26) = 5,46$ in ; xác định tỷ số c/d_t: $\frac{c}{d_t} = \frac{a}{\beta_1 d_t} = \frac{5,46}{0,85(26)} = 0,247$

- Tỷ số $c/d_t = 0,247 < 0,375$, cấu kiện phá hoại dẻo, hệ số $\phi = 0,90$ đúng như giả thiết.

- Tính toán diện tích thép A_s theo công thức (3-52):

$$A_s = \frac{0,85f_c^{'}ab_w + 0,85f_c^{'}h_f(b-b_w)}{f_y} = \frac{0,85(3)(5,46)(12)+0,85(3)(4)(30-12)}{60} = 5,84 \text{ in}^2$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

3.6. Tiết diện chữ T cốt kép

3.6.1. Các trường hợp chịu lực của tiết diện chữ T đặt cốt kép

Tiết diện chữ T được tính toán trong hai trường hợp sau đây:

• Trường hợp trục trung hoà đi qua cánh bản ($a < h_f$)

Trường hợp này tính toán tương tự như tiết diện chữ nhật với độ cao vùng bê tông chịu nén a nhỏ hơn chiều dày cánh bản h_f. Bề rộng của tiết diện chữ nhật lấy bằng bề rộng bản cánh (b) của tiết diện chữ T. Sơ đồ ứng suất của trường hợp này tương tự tiết diện chữ nhật đặt cốt thép kép đã trình bày ở phần trên của chương này.

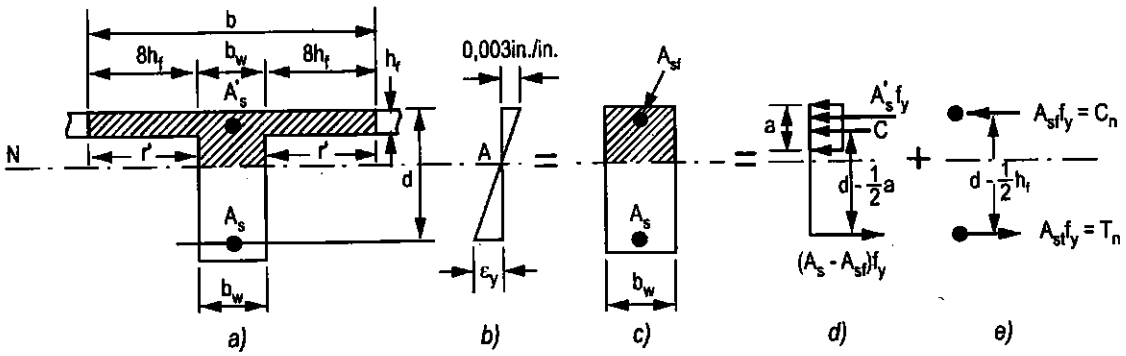
• Trường hợp trục trung hoà đi trong sườn dầm ($a > h_f$)

Trường hợp này tính toán tương tự như tiết diện chữ T cốt đơn ở phần 3.5 với độ cao vùng bê tông chịu nén a lớn hơn chiều dày cánh bản h_f. Diện tích vùng bê tông chịu nén bao gồm phần bản cánh và sườn dầm. Sơ đồ ứng suất của trường hợp này tương tự tiết diện chữ T cốt đơn ở phần trên và có thêm thành phần cốt thép ở vùng chịu nén A'_s.

3.6.2. Sơ đồ ứng suất.

Trên cơ sở những giả thiết dùng trong tính toán cho tiết diện chữ nhật cốt thép kép và chữ T cốt đơn ở phần trên, sơ đồ ứng suất dùng để tính toán đối với tiết diện chữ T đặt cốt thép kép tương tự như sơ đồ ứng suất đối với tiết diện chữ T cốt thép đơn và có thêm cốt thép A'_s bố trí ở vùng bê tông chịu nén (hình 3-7).

Các ký hiệu được dùng tương tự như hình (3-6) ở trên.



***Hình 3-7:** Tiết diện chữ T, cốt thép kép, trục trung hoà đi qua sườn dầm*

3.6.3. Phương trình cơ bản

Giả thiết cốt thép ở vùng chịu kéo và nén đều đạt cường độ chảy f_y, các phương trình cân bằng lực dọc và mô men đối với tiết diện chữ T đặt cốt thép kép được viết như sau:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Phương trình cân bằng lực dọc:

$$0,85f_c^{'}ab_w + 0,85f_c^{'}h_f(b-b_w) + A_s^{'}f_y = A_sf_y \qquad (3\text{-}68)$$

- Phương trình mô men với trọng tâm cốt thép vùng kéo sẽ là:

$$M_n = 0,85f_c^{'}ab_w\left(d-\frac{a}{2}\right) + 0,85f_c^{'}h_f(b-b_w)\left(d-\frac{h_f}{2}\right) + A_s^{'}f_y\left(d-d^{'}\right) \qquad (3\text{-}69)$$

Để phân biệt các trường hợp tính toán đối với tiết diện chữ T, người ta giả thiết trục trung hoà đi sát mép bản cánh, viết các phương trình cân bằng lực dọc và mô men và dùng làm cơ sở để xác định vị trí trục trung hoà trong các bài toán cụ thể.

Các phương trình cơ bản (3-68) và (3-69) nêu trên chỉ đúng trong trường hợp trục trung hoà đi qua sườn dầm ($a > h_f$) khi các điều kiện sau đây được thoả mãn:

$$M_n > M_f = 0,85f_c^{'}bh_f\left(d-\frac{h_f}{2}\right) + A_s^{'}f_y(d-d^{'}) \text{: đối với bài toán thiết kế.} \qquad (3\text{-}70)$$

$$A_sf_y > C_f = 0,85f_c^{'}h_fb + A_s^{'}f_y \text{: đối với bài toán kiểm tra cường độ.} \qquad (3\text{-}71)$$

Đối với trường hợp bài toán thiết kế, khi chưa biết diện tích cốt thép A'_s, người ta giả thiết $A'_s = 0$, và tiến hành xác định vị trí trục trung hoà theo (3-70).

3.6.4. Điều kiện hạn chế

Điều kiện để cốt thép chịu kéo chảy dẻo: Từ sơ đồ biến dạng của tiết diện, biến dạng của thép ε_s phải thoả mãn điều kiện sau:

$$\varepsilon_s = 0,003\frac{(d-c)}{c} = 0,003\frac{\beta_1 d-a}{a} \geq \frac{f_y}{E_s} \qquad (3\text{-}72)$$

Điều kiện để cốt thép chịu nén chảy dẻo: Từ sơ đồ biến dạng của tiết diện, biến dạng của thép ε'_s phải thoả mãn điều kiện sau:

$$\varepsilon_s^{'} = 0,003\frac{c-d^{'}}{c} = 0,003\frac{a-\beta_1 d^{'}}{a} \geq \frac{f_y}{E_s} \qquad (3\text{-}73)$$

Trong các phương trình cân bằng, cốt thép vùng kéo và nén được giả thiết đều chảy dẻo. Trong tính toán cần phải kiểm tra điều kiện hạn chế theo các biểu thức (3-72) và (3-73).

Trong trường hợp cốt thép không thoả mãn điều kiện chảy dẻo (3-72) và (3-73), có thể thay đổi kích thước tiết diện hoặc đặc trưng cơ lý của vật liệu, hoặc xác định lại cụ thể giá trị của ứng suất trong cốt thép chịu kéo và nén và quá trình tính toán lặp lại từ đầu. Chi tiết xem thêm phần tiết diện chữ nhật cốt thép kép.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Đối với cấu kiện bê tông cốt thép chịu mô men uốn, tiêu chuẩn ACI 318-02 quy định biến dạng của cốt thép vùng kéo không được nhỏ hơn 0,004 tương ứng với tỷ số $c/d_t = 0,429$, do đó cấu kiện chỉ được phép thiết kế trong các trường hợp sau:

Nếu $\varepsilon_t \geq 0,005$ và $c/d_t \leq 0,375$: tiết diện thuộc trường hợp phá hoại dẻo, hệ số $\phi = 0,90$;

Nếu $0,004 \leq \varepsilon_t < 0,005$ và $0,375 < c/d_t \leq 0,429$: trạng thái ứng suất sẽ thuộc giai đoạn chuyển tiếp, hệ số giảm độ bền ϕ được xác định như sau:

$$\phi = 0,23 + 0,25/(c/d_t) \text{ hoặc } \phi = 0,48 + 83(\varepsilon_t) .$$

3.6.5. Bài toán kiểm tra cường độ (Analysis)

Xác định khả năng chịu lực ϕM_n của cấu kiện chịu uốn khi biết diện tích cốt thép A_s, kích thước tiết diện (b, d, b_w, h_f), cường độ của bê tông (f'_c), cường độ của cốt thép (f_y).

Quy trình tính toán theo tiêu chuẩn ACI 318-02 như sau:

- Xác định vị trí trục trung hoà: Giả thiết trục trung hoà đi trong cánh bản của tiết diện ($a < h_f$), tính chiều cao vùng bê tông chịu nén a theo (3-71) với giả thiết $a < h_f$ như sau:

$$a = \frac{A_s f_y - A'_s f_y}{0,85.f'_c.b} \qquad (3\text{-}74)$$

- Nếu $a \leq h_f$: tính toán như tiết diện chữ nhật có kích thước b và d;

- Nếu $a > h_f$: quá trình tính toán như sau: Từ phương trình (3-68), tính lại chiều cao vùng nén theo biểu thức sau:

$$a = \frac{A_s f_y - 0,85 f'_c h_f (b - b_w) - A'_s f_y}{0,85 f'_c b_w} \qquad (3\text{-}75)$$

- Xác định tỷ số c/d_t với $c = a/\beta_1$, trên cơ sở đó xác định trường hợp phá hoại của tiết diện và hệ số giảm độ bền ϕ. Kiểm tra điều kiện chảy dẻo của cốt thép chịu kéo và nén theo các điều kiện (3-72) và (3-73) đã nêu ở trên. Nếu cốt thép chảy dẻo, áp dụng giá trị ứng suất f_y trong tính toán, ngược lại phải xác định lại giá trị f_s, f'_s và tính toán lại (xem điều kiện hạn chế).

- Khả năng chịu lực của cấu kiện M_n có thể tính toán theo phương trình (3-69):

$$M_n = 0,85 f'_c a b_w \left(d - \frac{a}{2}\right) + 0,85 f'_c h_f (b - b_w)\left(d - \frac{h_f}{2}\right) + A'_s f_y \left(d - d'\right) \qquad (3\text{-}76)$$

Điều kiện an toàn cho cấu kiện chữ T cốt kép như sau:

Nếu $M_u \leq \phi M_n$: đảm bảo khả năng chịu lực;

Nếu $M_u > \phi M_n$: không đảm bảo khả năng chịu lực.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

3.6.6. Bài toán thiết kế (Design)

- Trước hết cần xác định vị trí trục trung hoà: Tính toán mô men tại vị trí giới hạn mép cánh bản của tiết diện M_f theo (3-70) với giả thiết $A'_s = 0$:

$$M_f = 0{,}85f'_c bh_f\left(d - \frac{h_f}{2}\right)$$, so sánh M_u với M_f:

Nếu $M_u \le M_f$: trục trung hoà đi qua cánh bản ($a \le h_f$), tính như tiết diện chữ nhật b, d.

Nếu $M_u > M_f$: trục trung hoà đi qua sườn tiết diện ($a > h_f$), quá trình tính toán như sau:

Từ (3-69), theo các quy trình thiết kế của ACI, người ta thường đặt: $0{,}85f'_c h_f(b - b_w) = A_{sf}f_y$, trong đó A_{sf} là diện tích thép chịu kéo tương ứng với phần bản cánh của tiết diện chữ T và ta có:

$$A_{sf} = \frac{0{,}85f'_c(b - b_w)h_f}{f_y} \qquad (3\text{-}77)$$

Tính toán phần mô men ngoại lực mà sườn dầm phải chịu M_{uw} theo (3-69) hoặc:

$$M_{uw} = M_u - \phi A_{sf}f_y\left(d - \frac{h_f}{2}\right) \text{ hoặc } M_{uw} = M_u - \phi 0{,}85f'_c h_f(b - b_w)\left(d - \frac{h_f}{2}\right) \qquad (3\text{-}78)$$

Tính toán, bố trí lượng cốt thép chịu kéo tối đa A_{smax} cho phần sườn dầm tương ứng với diện tích vùng bê tông chịu nén theo hàm lượng ρ_{max} như sau:

$\rho_{max} = \beta_1 \dfrac{0{,}85f'_c}{f_y}\left(\dfrac{c}{d}\right)$, trong đó tỷ số c/d (hoặc c/d_t) đối với trường hợp phá hoại dẻo là 0,375, tương ứng với biến dạng của cốt thép chịu kéo $\varepsilon_s = 0{,}005$. Từ đó ta có:

$$A_{smax} = \rho_{max}b_w d. \qquad (3\text{-}79)$$

Tính toán độ cao vùng nén tương ứng với diện tích cốt thép A_{smax} đã tính toán ở trên:

$$a = \frac{A_{smax}f_y}{0{,}85f'_c b_w} \qquad (3\text{-}80)$$

Tính toán phần mô men ngoại lực còn lại do cốt thép vùng nén A'_s phải chịu M'_{uw}:

$$M'_{uw} = M_{uw} - \phi A_{smax}f_y\left(d - \frac{a}{2}\right) \qquad (3\text{-}81)$$

Nếu $M'_{uw} < 0$: không cần bố trí cốt thép kép A'_s;

Nếu $M'_{uw} > 0$: cốt thép chịu nén A'_s được tính toán tiếp theo biểu thức sau:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Tính toán diện tích thép chịu nén A'_s từ (3-81):

$$A'_s = \frac{M'_{uw}}{\phi f_y (d - d')} \tag{3-82}$$

Diện tích cốt thép chịu kéo A_s được tính toán từ (3-77), (3-79) và (3-82), bao gồm các thành phần như sau:

$$A_s = A_{sf} + A_{s\max} + A'_s \tag{3-83}$$

Nhìn chung các bước tính toán theo các quy trình thiết kế và tài liệu của ACI nêu trên khá phức tạp. Bạn đọc có thể áp dụng các bước tính toán tương tự sau đây như đối với tiết diện chữ T cốt đơn đã trình bày ở trên với điều kiện đưa thêm thành phần cốt thép chịu nén A'_s vào các công thức tương ứng như sau:

Sau khi đã xác định được trường hợp tính toán với trục trung hoà đi qua sườn dầm ($a > h_f$), từ phương trình (3-69), giả thiết $\phi = 0{,}90$, và độ cao vùng nén $a = a_{max} = 0{,}375\beta_1 d$, tính toán bố trí cốt thép A'_s theo biểu thức sau:

$$A'_s = \frac{\frac{M_u}{\phi} - 0{,}85 f'_c a_{max} b_w \left(d - \frac{a_{max}}{2}\right) - 0{,}85 f'_c h_f (b - b_w)\left(d - \frac{h_f}{2}\right)}{f_y (d - d')} \tag{3-84}$$

Thay $a = a_{max}$ và A'_s tính được từ (3-84) vào (3-68), tính được A_s như sau:

$$A_s = \frac{1}{f_y}\left[0{,}85 f'_c a_{max} b_w + 0{,}85 f'_c h_f (b - b_w) + A'_s f_y\right] \tag{3-85}$$

- Với A'_s và A_s tính được, có thể xác định lại chiều cao vùng bê tông chịu nén a theo công thức (3-74), xác định lại hệ số giảm độ bền ϕ theo tỷ số c/d_t với giá trị a ở trên.

- Quá trình tính toán được lặp lại nếu trường hợp phá hoại của cấu kiện rơi vào vùng chuyển tiếp, hệ số giảm độ bền ϕ sẽ khác hằng số.

3.6.7. Ví dụ bằng số

Ví dụ 3-14: Bài toán thiết kế - trục trung hoà đi qua sườn dầm

Tính toán diện tích cốt thép A_s và A'_s cho tiết diện chữ T chịu mô men $M_u = 6.959$ k-in. Kích thước mặt cắt như sau: b = 30 in, b_w = 10 in, d = 19 in, d' = 1,5 in, h_f = 2,5 in. $f'_c = 4$ ksi, $f_y = 60$ ksi.

Lời giải:

- Tính toán mô men tại vị trí giới hạn mép cánh bản của tiết diện M_f theo (3-70) với giả thiết $A'_s = 0$:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$$M_f = 0,85f_c^{'}bh_f\left(d - \frac{h_f}{2}\right) = 0,85(4)(30)(2,5)\left(19 - \frac{2,5}{2}\right) = 4.526 \quad \text{k-in}$$

$M_u = 6.959 > M_f = 4.526$: trục trung hoà đi trong sườn tiết diện, tính theo chữ T.

Tính A_{sf} theo (3-77): $A_{sf} = \dfrac{0,85f_c^{'}(b - b_w)h_f}{f_y} = \dfrac{0,85(4)(30-10)(2,5)}{60} = 2,83 \text{ in}^2$

Tính M_{uw} theo (3-78):

$$M_{uw} = M_u - \phi A_{sf}f_y\left(d - \frac{h_f}{2}\right) = 6.959 - 0,9(2,83)(60)\left(19 - \frac{2,5}{2}\right) = 4.246 \text{ k-in}$$

Tính toán ρ_{max} và A_{smax}: $\rho_{max} = \beta_1 \dfrac{0,85f_c^{'}}{f_y}\left(\dfrac{c}{d}\right) = 0,85\dfrac{0,85(4)}{60}(0,375) = 0,0181$.

Tính A_{smax} theo (3-79): $A_{smax} = \rho_{max}b_wd = 0,0181(10)(19) = 3,44 \text{ in}^2$.

Tính toán độ cao vùng nén a theo (3-80):

$$a = \frac{A_{smax}f_y}{0,85f_c^{'}b_w} = \frac{3,44(60)}{0,85(4)(10)} = 6,07 \text{ in}$$

Tính toán M'_{uw} theo (3-81):

$$M_{uw}^{'} = M_{uw} - \phi A_{smax}f_y\left(d - \frac{a}{2}\right) = 4.243 - 0,9(3,44)(60)\left(19 - \frac{6,07}{2}\right) = 1.277 \text{ k-in}$$

Tính toán diện tích thép chịu nén A'_s theo (3-82):

$$A_s^{'} = \frac{M_{uw}^{'}}{\phi f_y(d - d^{'})} = \frac{1.277}{0,9(60)(19 - 1,5)} = 1,35\text{in}^2$$

Diện tích cốt thép chịu kéo A_s được tính toán theo (3-83):

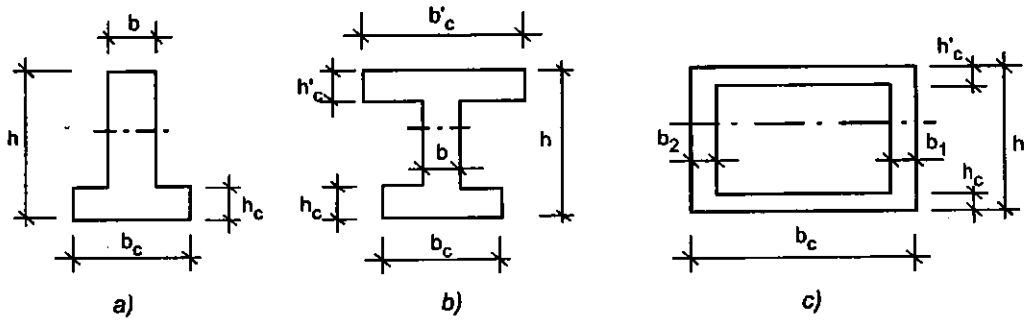
$$A_s = A_{sf} + A_{smax} + A_s^{'} = 2,83 + 3,44 + 1,35 = 7,62 \text{ in}^2$$

Lựa chọn cốt thép chịu nén và chịu kéo theo các số liệu tính toán và yêu cầu cấu tạo.

3.7. Các tiết diện khác được tính như tiết diện chữ T

Ngoài tiết diện chữ I, L được tính toán như tiết diện chữ T, các tiết diện khác như hình hộp, chữ U cũng được đưa về tiết diện chữ T tương đương để tính toán. Nguyên tắc biến đổi các tiết diện nói trên là dựa trên diện tích vùng bê tông chịu nén của các tiết diện sẽ tương đương với tiết diện chữ T.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/



Hình 3-8: Các tiết diện có thể tính theo tiết diện chữ T tương đương

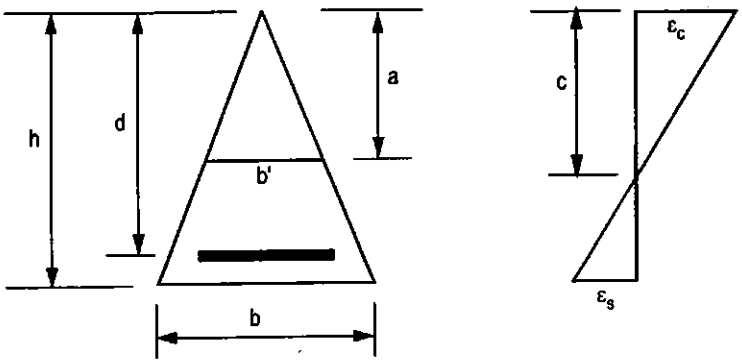
3.8. Các tiết diện đặc biệt khác

Ngoài tiết diện chữ nhật, chữ T, các tiết diện đặc biệt như hình tam giác, hình thang rỗng của các công trình cầu bê tông cốt thép lắp ghép, ... cũng được trình bày ở phần này để bạn đọc tham khảo.

Nguyên tắc tính toán cũng dựa trên các bước như các tiết diện thông thường, nhưng thường phải thiết lập các mối quan hệ của diện tích vùng bê tông chịu nén đối với độ cao vùng nén a của tiết diện.

3.8.1. Tiết diện hình tam giác

Sơ đồ ứng suất và các ký hiệu dùng cho tiết diện tam giác nêu trên hình 3-9. Với các giả thiết như đã áp dụng cho các mặt cắt chịu mô men uốn, các biểu thức cân bằng lực và mô men đối với tiết diện tam giác được thiết lập theo hình 3-9 dưới đây.



Hình 3-9: Tiết diện hình tam giác - cốt đơn

Các phương trình cơ bản thiết lập cho tiết diện hình tam giác bao gồm:

- Phương trình cân bằng lực dọc: $A_s f_y = 0{,}5(0{,}85) f'_c ab'$ (3-86)
- Phương trình mô men: $M_n = 0{,}5\ (0{,}85) f'_c ab'(d - 2/3a)$ (3-87)
- Bề rộng vùng tam giác chịu nén: $b' = ab/h$ (3-88)

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Từ (3-86) và (3-88), tính được chiều cao vùng bê tông chịu nén a như sau:

$$a = \sqrt{\frac{2h.A_s f_y}{0,85 f'_c b}} \qquad (3\text{-}89)$$

Sau khi đã xác định được chiều cao vùng nén a, thay vào (3-87), xác định được M_n.

Ví dụ 3-14 sẽ minh hoạ cách áp dụng các công thức trên cho bài toán tiết diện tam giác.

Ví dụ 3-14: Bài toán kiểm tra cường độ, tiết diện tam giác

Áp dụng đối với bài toán kiểm tra cường độ với số liệu như sau: b = 24 in, h = 30 in, d = 28 in, f'_c = 4 ksi, f_y = 60 ksi, A_s = 1,8 in^2. Xác định M_n.

Tính a: $$a = \sqrt{\frac{2hA_s f_y}{0,85 f'_c b}} = \sqrt{\frac{2(30)(1,8)(60)}{0,85(4)(24)}} = 8,91 \text{ in};$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8,91}{0,85} = 10,48 \text{ in và } b' = \frac{ab}{h} = \frac{8,91(24)}{30} = 7,13 \text{ in}$$

Tính tỷ số $\frac{c}{d}$: $\frac{c}{d} = \frac{10,48}{28} = 0,374 < 0,375$, thuộc trường hợp phá hoại dẻo, $\phi = 0,90$

Xác định M_n theo (3-87):

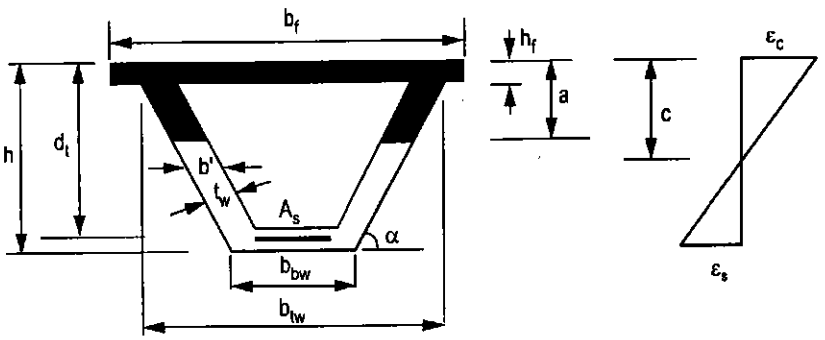
$$M_n = 0,5(0,85)f'_c ab'\left(d - \frac{2a}{3}\right) = 0,5(0,85)(4)(8,91)(7,17)\left(28 - \frac{2(8,91)}{3}\right) = 2.382 \text{ k-in}$$

Mô men M_u: $M_u = \phi M_n = 0,90\ (2.382) = 2.144$ k-in .

3.8.2. Tiết diện dầm hộp hình thang

Tiết diện dầm hộp hình thang thường gặp trong các mặt cắt ngang cầu giao thông lắp ghép ứng suất trước, tiết diện kênh máng ...

Các biểu thức liên hệ giữa các kích thước tiết diện và các phương trình cân bằng lực và mô men được nêu tóm tắt dưới đây (hình 3-10).



Hình 3-10: *Tiết diện hình thang rỗng*

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Các phương trình cơ bản thiết lập cho tiết diện dầm hộp hình thang bao gồm:

- Góc nghiêng thành bên tiết diện được xác định theo hàm sinα như sau:

$$\sin\alpha = \frac{h - h_f}{\sqrt{(h - h_f)^2 + \left(\frac{b_{tw} - b_{bw}}{2}\right)^2}} \quad (3\text{-}90)$$

- Chiều dầy thành hộp theo phương ngang b' tính theo biểu thức sau:

$$b' = \frac{t_w}{\sin\alpha} \quad (3\text{-}91)$$

- Phương trình cân bằng lực dọc:

$$0{,}85f_c'\left[b_f h_f + 2b'(a - h_f)\right] = A_s f_y \quad (3\text{-}92)$$

- Phương trình mô men:

$$M_n = 0{,}85f_c'\left\{b_f h_f(d_t - 0{,}5h_f) + 2b'(a - h_f)\left[d_t - 0{,}5(a + h_f)\right]\right\} \quad (3\text{-}93)$$

- Chiều cao vùng ứng suất chịu nén a tính theo biểu thức (3-92):

$$a = \frac{\frac{A_s f_y}{0{,}85f_c'} - b_f h_f}{2b'} + h_f \quad (3\text{-}94)$$

- Phương trình mô men dùng để xác định vị trí trục trung hoà M_f:

$$M_f = 0{,}85f_c' b_f h_f (d_t - 0{,}5h_f) \quad (3\text{-}95)$$

Nếu $M_u \le \phi M_f$: trục trung hoà đi qua cánh dầm, tính toán như tiết diện chữ nhật (b);

Nếu $M_u > \phi M_f$: trục trung hoà đi qua sườn dầm, tính toán như tiết diện hộp hình thang rỗng như trên.

- Điều kiện hạn chế: Tỷ số $c/d_t \le 0{,}375$ ($\varepsilon_t > 0{,}005$) : phá hoại dẻo

Trường hợp phá hoại trong giai đoạn chuyển tiếp tương tự các trường hợp đã nêu trong chương này.

- Hàm lượng thép khống chế lớn nhất (A_{smax}) và nhỏ nhất (A_{smin}):

$$A_{smax} = \beta_1 0{,}85\frac{f_c'}{f_y}\left(\frac{c}{d_t}\right)2b'd_t \quad (3\text{-}96)$$

$$A_s > A_{smin} = \frac{3\sqrt{f_c'}}{f_y}2b'd_t \ge \frac{200(2b')d_t}{f_y}; \quad (3\text{-}97)$$

Ví dụ 3.15: Tính toán cốt thép cho dầm hộp hình thang:

Kiểm tra cường độ cho tiết diện hình thang rỗng có các số liệu sau: Diện tích thép A_s = 9 sq.in, b_f = 30 in, h_f = 4 in, b_{tw} = 30 in, b_{bw} = 14 in, t_w = 4 in, h = 30 in, d = 28 in, f_c' = 4.000 psi, f_y = 60.000 psi. Mô men ngoại lực tác dụng tại mặt cắt M_u = 10.000 k-in.

Kiểm tra cường độ cho tiết diện hình thang rỗng.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Lời giải:

Xác định vị trí trục trung hoà trong tiết diện bằng cách tính các hợp lực cho toàn bộ cánh bản như sau:

Hợp lực cốt thép vùng chịu kéo: $A_s f_y = 9{,}0(60.000) = 540.000$ lb

Hợp lực bê tông chịu nén của cánh bản: $C_f = 0{,}85(4.000)(30)(4) = 408.000$ lb

Như vậy: $A_s f_y > C_f$: trục trung hoà đi trong sườn dầm. Tính toán theo các công thức đã thiết lập ở trên cho tiết diện hình thang rỗng.

- Tính sinα theo (3-90): $\sin\alpha = \dfrac{h - h_f}{\sqrt{(h-h_f)^2 + \left(\dfrac{b_{tw} - b_{bw}}{2}\right)^2}}$, thay số vào ta có:

$$\sin\alpha = \frac{30-4}{\sqrt{(30-4)^2 + \left(\dfrac{30-14}{2}\right)^2}} = 0{,}956$$

- Tính b' theo (3-91): $b' = \dfrac{t_w}{\sin\alpha} = \dfrac{4}{0{,}956} = 4{,}19$ in

- Tính a theo (3-94): $a = \dfrac{\dfrac{A_s f_y}{0{,}85 f_c'} - b_f h_f}{2b'} + h_f$, thay số vào ta có:

$$a = \frac{\dfrac{540.000}{0{,}85(4.000)} - (30)(4)}{2(4{,}19)} + 4 = 8{,}64 \text{ in}$$

- Tỷ số c/d_t: $\dfrac{c}{d_t} = \dfrac{a}{\beta_1 d_t} = \dfrac{8{,}64}{0{,}85(28)} = 0{,}363 < 0{,}375$, như vậy cấu kiện thuộc trường hợp phá hoại dẻo, hệ số giảm độ bền ϕ lấy bằng 0,90.

Tính toán mô men M_n theo (3-93):

$$M_n = 0{,}85 f_c' \left\{ b_f h_f (d_t - 0{,}5 h_f) + 2b'(a - h_f)\left[d_t - 0{,}5(a + h_f)\right] \right\}$$, thay số, ta có:

$$M_n = 0{,}85(4.000)\left\{(30)(4)(28 - 0{,}5(4)) + 2(4{,}19)(8{,}64 - 4)\left[28 - 0{,}5(8{,}64 + 4)\right]\right\}$$

$$= 13.470.000 \text{ in} - \text{lb}$$

$\phi M_n = 0{,}90(13.470.000) = 12.123.000$ in-lb $= 12.123$ k-in

Kết quả: $M_u = 10.000$ k-in $< \phi M_n = 12.123$ k-in : đảm bảo khả năng chịu lực.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

4

TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU LỰC CẮT

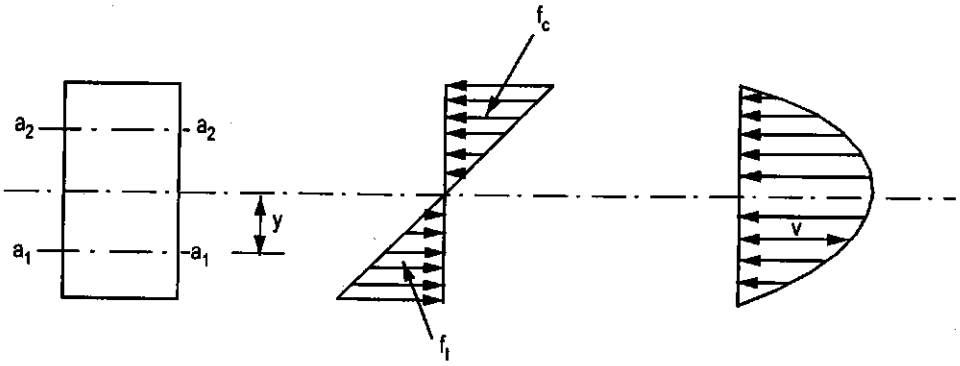
Chương 4 sẽ trình bày các bước tính toán, thiết kế các tiết diện bê tông cốt thép chịu lực cắt do ngoại lực tác dụng. Vì cường độ chịu kéo của bê tông nhỏ hơn nhiều so với cường độ chịu nén, do đó tính toán để cấu kiện chịu được lực cắt là một nội dung khá quan trọng đối với kết cấu bê tông cốt thép.

Sự phá hoại của cấu kiện bê tông cốt thép do lực cắt khác với trường hợp phá hoại khi chịu mô men uốn. Thường sự phá hoại đột ngột hơn và xuất hiện các khe nứt nghiêng với bề rộng lớn hơn khe nứt trong trường hợp chịu uốn. Vì thế tiết diện cần được tính toán để có đủ khả năng chịu lực cắt và không đạt đến trạng thái giới hạn về khả năng chịu cắt. Lực cắt cũng rất quan trọng trong tính toán thiết kế các kết cấu công xôn ngắn, vai cột và dầm có chiều cao lớn. Mô hình chống - giằng cũng đã được đưa vào giáo trình mới nhất cập nhật năm 2002 của các trường đại học ở Mỹ. Chi tiết các bước tính toán và các ví dụ minh họa sẽ được trình bày chi tiết ở các phần sau trong chương này.

4.1. Ứng suất trong dầm đồng chất

Xem xét một dầm có tiết diện chữ nhật, vật liệu đàn hồi tuyến tính, biểu đồ ứng suất do mô men uốn và lực cắt có dạng như hình 4-1.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/



Hình 4-1: Phân bố ứng suất trong dầm đồng chất

Ứng suất kéo f_t và ứng suất tiếp v tại một vị trí cách trục trung hoà một khoảng cách y được xác định theo các biểu thức sau:

$$f = \frac{My}{I} \tag{4-1}$$

$$v = \frac{VAy_a}{Ib} \tag{4-2}$$

trong đó:

M và V là mô men uốn và lực cắt tại tiết diện;

A là diện tích mặt cắt ngang của tiết diện tại mặt cắt tính toán;

y là khoảng cách từ vị trí tính toán ứng suất đến trục trung hoà;

y_a là khoảng cách từ trọng tâm tiết diện tính toán đến trục trung hoà;

I là mô men quán tính của tiết diện;

b là bề rộng của dầm.

Ứng suất chính tại các phân tố trong vùng chịu kéo phía dưới trục trung hoà được xác định theo các biểu thức sau:

$$f_{t(max)} = \frac{f_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_t}{2}\right)^2 + v^2} \quad \text{(với ứng suất chính kéo)} \tag{4-3}$$

$$f_{c(max)} = \frac{f_t}{2} - \sqrt{\left(\frac{f_t}{2}\right)^2 + v^2} \quad \text{(với ứng suất chính nén)} \tag{4-4}$$

Góc nghiêng của ứng suất chính được xác định theo biểu thức sau:

$$tg2\theta_{max} = \frac{v}{f_t/2} \tag{4-5}$$

4.2. Ứng suất trong dầm không đồng chất

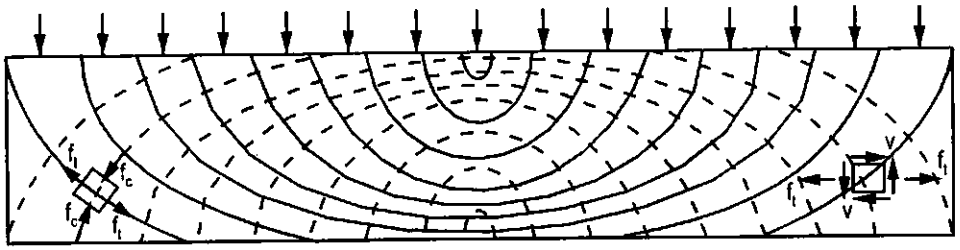
Trạng thái ứng suất trong dầm bê tông cốt thép khác với trường hợp dầm đồng chất nêu trên do cường độ chịu kéo của bê tông chỉ bằng khoảng 1 phần 10 so với cường độ chịu nén. Do

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

các phân tố ở phía trên trục trung hoà có ứng suất pháp f_c là ứng suất nén, do đó ứng suất chính lớn nhất cũng là nén nên sẽ không xuất hiện khe nứt. Các phân tố phía dưới trục trung hoà có ứng suất chính lớn nhất là kéo, nên sẽ xuất hiện các khe nứt thẳng góc. Càng về phía các gối tựa, mô men uốn và ứng suất f_t giảm, lực cắt và ứng suất tiếp v tăng lên.

Tại gần các gối tựa, ứng suất chính kéo lớn nhất có góc nghiêng xấp xỉ 45° so với trục dầm. Tại gối tựa, ứng suất pháp bằng không, phân tố chịu ứng suất tiếp thuần tuý, góc nghiêng ứng suất chính bằng 45°. Các khe nứt nghiêng sẽ xuất hiện theo phương vuông góc với phương của ứng suất chính kéo và gọi là các khe nứt nghiêng. Để chống lại sự mở rộng khe nứt nghiêng, người ta bố trí các thanh thép xiên tại vị trí xuất hiện khe nứt nghiêng.

Quỹ đạo ứng suất chính kéo và nén của dầm đồng chất thể hiện như hình 4-2.



Hình 4-2: *Quỹ đạo ứng suất chính của dầm đồng chất*

4.3. Dầm bê tông cốt thép không có thép xiên đai

Trong dầm bê tông cốt thép, khu vực có giá trị mô men uốn, khe nứt xuất hiện hầu như vuông góc với trục dầm, gọi là khe nứt thẳng góc. Vùng có ứng suất tiếp lớn, khe nứt xuất hiện nghiêng góc với trục dầm do cả mô men uốn và lực cắt tác dụng gây ra.

4.3.1. Các dạng phá hoại của dầm không có thép ngang

Tỷ lệ giữa nhịp dầm và chiều cao dầm sẽ ảnh hưởng đến sự phá hoại của dầm bê tông cốt thép. Có 3 dạng phá hoại chủ yếu như sau: (1) phá hoại do mô men uốn; (2) phá hoại do ứng suất chính kéo và (3) phá hoại do nén và lực cắt.

Dầm càng mảnh, nhịp càng lớn thì xu thế phá hoại càng nghiêng về dạng phá hoại do mô men uốn.

4.3.2. Dạng phá hoại do mô men uốn (Dạng Flexural)

Trường hợp này, khe nứt xuất hiện thẳng đứng ở khoảng 1/3 giữa nhịp dầm và vuông góc với phương của quỹ đạo ứng suất chính kéo chủ yếu do ứng suất chính f_{tmax}. Khi tải trọng tác dụng bằng 50% giá trị max, một số khe nứt đã xuất hiện ở giữa nhịp. Khi tải trọng tăng lên, bề rộng khe nứt mở rộng và phát triển về phía trục trung hoà, độ võng của dầm tăng lên.

Nếu trong trường hợp dầm bố trí thép vừa và ít, sự phá hoại sẽ bắt đầu từ cốt thép chịu kéo bị chảy dẻo, dầm bị phá hoại dẻo. Tỷ số giữa khoảng cách a từ lực tác dụng đến gối tựa và chiều cao dầm (a/d) trong trường hợp này vượt quá giá trị 5,5 đối với tải trọng tập trung và 16 đối với tải trọng phân bố.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

4.3.3. Dạng phá hoại do ứng suất chính kéo (Dạng Diagonal Tension)

Trường hợp này xảy ra do khả năng chịu ứng suất chính kéo kém hơn ứng suất do mô men uốn. Tỷ số a/d trong trường hợp này nằm trong khoảng 2,5 đến 5,5 đối với tải trọng tập trung. Dầm như vậy được xem là dầm có độ mảnh trung bình.

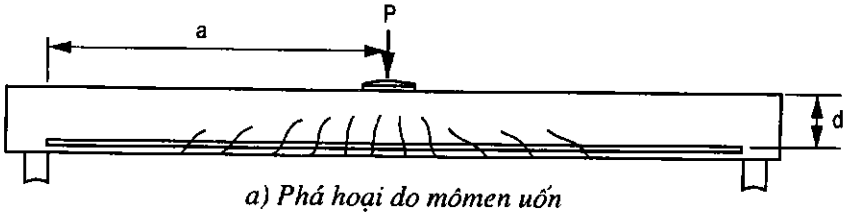
Các khe nứt nhỏ xuất hiện ở giữa nhịp dầm, sau đó các khe nứt nghiêng xuất hiện ở gần gối tựa, lực dính giữa thép chịu kéo và bê tông ở vùng gối tựa bị phá huỷ. Khe nứt nghiêng mở rộng và phát triển về phía vùng chịu nén. Dầm bị phá hoại trong khi độ võng không lớn và khe nứt thẳng góc không mở rộng về phía trục trung hoà.

4.3.4. Dạng phá hoại nén do lực cắt (Dạng Shear Compression)

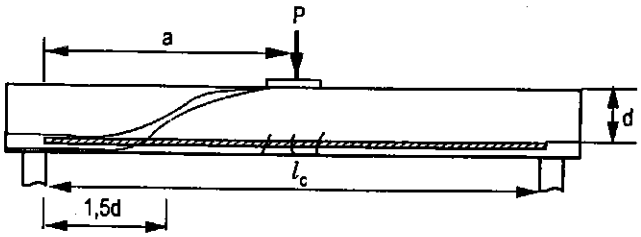
Các dầm thuộc trường hợp này có tỷ số a/d nhỏ hơn, chỉ từ 1 đến 2,5 đối với tải trọng tập trung và nhỏ hơn 5,0 đối với tải trọng phân bố. Trường hợp này cũng chỉ có ít khe nứt thẳng góc xuất hiện ở giữa nhịp dầm. Tiếp theo là sự phá huỷ liên kết giữa cốt thép dọc chịu kéo và bê tông ở vùng gần gối tựa. Bê tông vùng nén bị ép vỡ đồng thời khe nứt nghiêng phát triển về phía đỉnh dầm. Sự phá hoại xảy ra đột ngột do phân bố lại ứng suất vùng nén. Trong thiết kế cần tránh để xảy ra trường hợp phá hoại này.

Dầm bê tông cốt thép là dầm không đồng chất, do đó khả năng chịu lực thay đổi dọc theo trục dầm. Các trường hợp phá hoại có thể cùng kết hợp xảy ra. Để tránh các trường hợp phá hoại nêu trên, cần bố trí thép xiên đai cho dầm và các cấu kiện theo phương nằm ngang, đảm bảo khả năng chịu lực của tiết diện đối với lực cắt tác dụng.

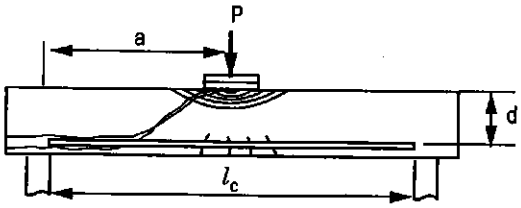
Các dạng phá hoại của dầm bê tông cốt thép cho trong hình 4-3 sau đây:



a) Phá hoại do mômen uốn



b) Phá hoại do ứng suất chính kéo



c) Phá hoại nén do lực cắt

Hình 4-3. *Các dạng phá hoại của dầm bê tông cốt thép*

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

4.4. Khả năng chịu lực cắt của bê tông

Theo các số liệu thí nghiệm và công thức thực nghiệm của ACI (biểu thức 11-5 của ACI), khả năng chịu lực cắt của bê tông được biểu diễn dưới dạng sau:

$$V_c = 1,9b_w d\sqrt{f_c'} + 2.500\rho_w \frac{V_u d}{M_u} b_w d \le 3,5b_w d\sqrt{f_c'} \qquad (4\text{-}6)$$

Giá trị biểu thức $\frac{V_u d}{M_u} \le 1$ tại mặt cắt có nội lực M_u và V_u tác dụng.

Để đơn giản trong tính toán, có thể áp dụng biểu thức (11-3) của tiêu chuẩn ACI 318 trong tính toán thiết kế:

$$V_c = 2\lambda\sqrt{f_c'} b_w d \qquad (4\text{-}7)$$

trong đó: λ là hệ số phụ thuộc vào loại bê tông, lấy giá trị bằng 1,0 đối với bê tông nặng bình thường; bằng 0,85 đối với bê tông cát nhẹ và bằng 0,75 cho các loại bê tông nhẹ.

Trong trường hợp có lực nén dọc trục tác dụng, giá trị V_c được tính theo biểu thức (11-7) của ACI như sau:

$$V_c = 2\lambda\left(1 + \frac{N_u}{2000A_g}\right)\sqrt{f_c'} b_w d \qquad (4\text{-}8)$$

Khi có lực kéo dọc trục tác dụng, V_c được tính theo biểu thức (11-8) của ACI như sau:

$$V_c = 2\lambda\left(1 + \frac{N_u}{500A_g}\right)\sqrt{f_c'} b_w d \qquad (4\text{-}9)$$

trong đó: N_u/A_g được tính bằng đơn vị psi, N_u là lực dọc tác dụng lên cấu kiện và A_g là diện tích toàn bộ của mặt cắt ngang; N_u có giá trị âm (-) trong trường hợp lực dọc trục là lực kéo.

4.5. Khả năng chịu lực cắt của thép đai

Thép ngang (đai kín, hở) được bố trí trong dầm bê tông cốt thép có 4 chức năng sau đây:

- Chịu một phần lực cắt V_u do ngoại lực tác dụng lên cấu kiện;
- Hạn chế sự phát triển của khe nứt nghiêng;
- Giữ thép dọc đúng vị trí thiết kế để chịu mô men uốn;
- Tăng cường khả năng chịu nén của bê tông nếu thép đai kín được bố trí ở vùng nén.

Thép dọc chịu lực cũng tham gia chịu một phần lực cắt và hạn chế sự phát triển khe nứt nghiêng.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

4.5.1. Khả năng chịu lực cắt của thép đai

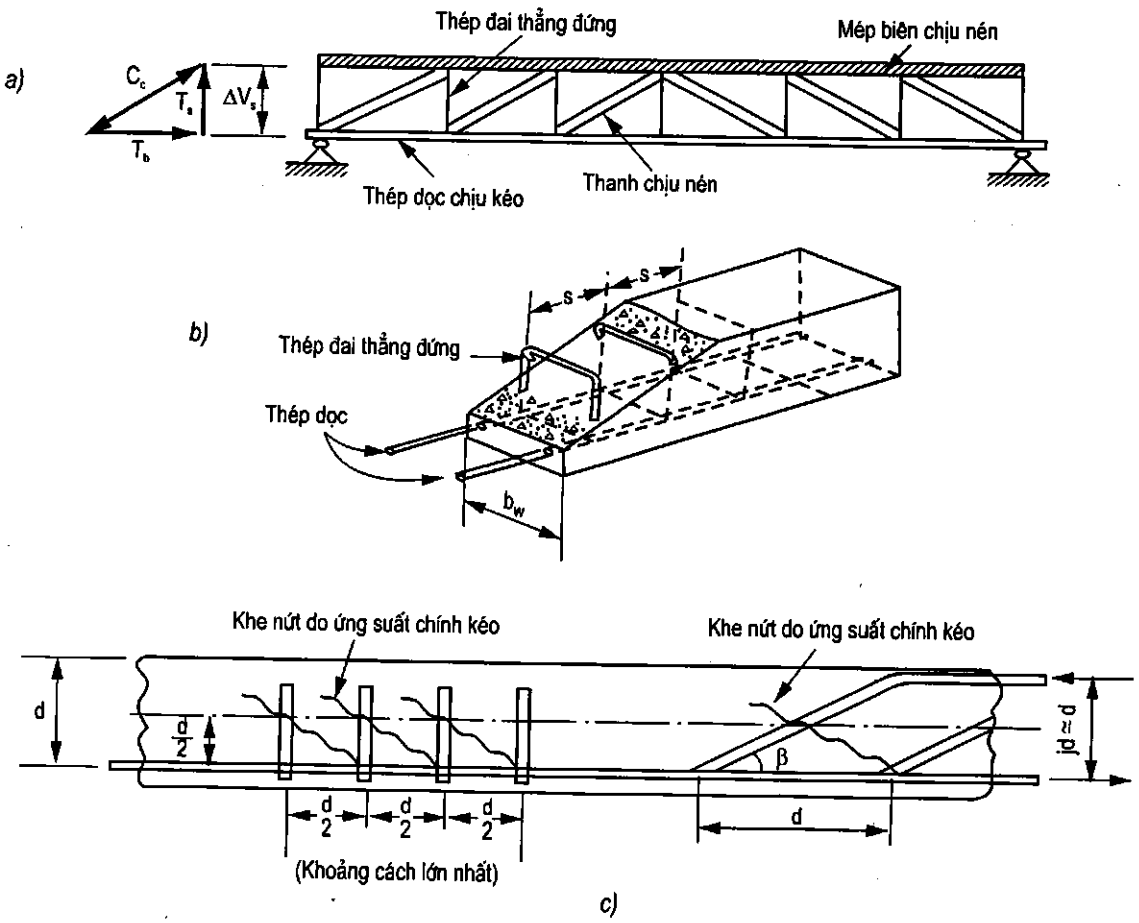
Nếu khả năng chịu lực cắt của bê tông V_c nhỏ hơn lực cắt tính toán tác dụng lên tiết diện $V_u/\phi = V_n$ thì cần phải bố trí thép đai trong dầm để chịu phần lực cắt chênh lệch đó:

$$V_s = V_n - V_c \qquad (4\text{-}10)$$

Lực cắt V_c do bê tông chịu được tính toán theo công thức (4-6) hoặc (4-7) và V_s có thể xác định từ phương trình cân bằng các lực trong đa giác lực của bê tông chịu nén, lực trong thép dọc và hợp lực các thanh thép đai cắt qua khe nứt nghiêng.

Nếu các thép đai bố trí nghiêng góc với trục dầm một góc α, lực cắt do thép đai chịu được tính toán theo biểu thức sau (hình 4-4):

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}(\sin\alpha + \cos\alpha) \qquad (4\text{-}11)$$



Hình 4-4: *Bố trí thép đai trong dầm bê tông cốt thép*

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Trong trường hợp thép đai bố trí thẳng đứng, giá trị V_s được xác định theo biểu thức sau đây:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \qquad (4\text{-}12)$$

trong đó:

A_v là diện tích một nhánh thép đai;

d là chiều cao hữu ích của dầm;

s là khoảng cách các thép đai dọc theo trục dầm;

f_y là cường độ của thép đai.

Từ (4-12), có thể tính toán khoảng cách cần thiết để bố trí cốt đai như sau:

$$s = \frac{A_v f_y d}{(V_u/\phi) - V_c} = \frac{A_v \phi f_y d}{V_u - \phi V_c} \qquad (4\text{-}13)$$

4.5.2. Giới hạn về đường kính và khoảng cách của thép đai

Theo (4-13), khi giá trị lực cắt do thép đai chịu (V_n - V_c) tăng lên, khoảng cách giữa các cốt đai s sẽ giảm đi.

Nhằm mục đích để các khe nứt nghiêng có thể cắt ngang các thép đai, khoảng cách giữa các cốt đai thẳng đứng được giới hạn như sau:

- Khi $V_n - V_c > 4\sqrt{f_c'}b_w d$: $s_{max} = d/4 \le 12$ in;

- Khi $V_n - V_c \le 4\sqrt{f_c'}b_w d$: $s_{max} = d/2 \le 24$ in;

- Khi $V_n - V_c > 8\sqrt{f_c'}b_w d$: cần mở rộng tiết diện.

Diện tích tối thiểu của thép đai được bố trí nếu lực cắt V_u vượt quá 1/2 giá trị lực cắt do bê tông chịu được ϕV_c. Diện tích tối thiểu của thép đai được tính theo biểu thức sau:

$$A_{v\,min} = \frac{50 b_w s}{f_y} \qquad (4\text{-}14)$$

trong đó: A_v là diện tích của tất cả các thanh thép đai đi qua mặt cắt ngang tính toán.

4.6. Quy trình tính toán thép đai

Việc tính toán thiết kế thép đai chịu lực cắt trong dầm bê tông cốt thép được tóm tắt như sau:

1. Xác định mặt cắt có giá trị lực cắt lớn nhất (nguy hiểm), tính toán lực cắt V_u;
2. Kiểm tra điều kiện cần thiết bố trí thép đai:

$$V_u \le \phi(V_c + 8\sqrt{f_c'}b_w d)$$

trong đó: b_w là bề rộng sườn dầm hoặc đường kính của tiết diện tròn. Nếu điều kiện này không đảm bảo thì phải tăng kích thước tiết diện (sau đó mới tính toán);

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

3. Bố trí cốt thép đai tối thiểu nếu V_u lớn hơn 1/2 giá trị ϕV_c. Thực tế thép đai luôn được bố trí theo cấu tạo để cố định thép dọc và tạo thành khung cốt thép cho dầm.

4. Nếu $V_u > \phi V_c$ thì cần phải tính toán và bố trí thép đai cho cấu kiện để thoả mãn điều kiện sau: $V_u \leq \phi(V_c + V_s)$,

trong đó:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \text{ : đối với thép đai thẳng đứng;}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}(\sin\alpha + \cos\alpha) \text{ : đối với thép đai nghiêng góc.}$$

5. Khoảng cách lớn nhất $s = d/2 \leq 24$ in, trừ trường hợp $V_s > 4\sqrt{f_c'}b_w d$ thì $s = d/4 \leq 12$ in;

4.7. Các ví dụ tính toán

Ví dụ 4.1: Tính toán thép đai trong trường hợp tổng quát

Dầm bê tông cốt thép độc lập có nhịp 25 ft (7,62 m) chịu tác dụng hoạt tải phân bố đều 8000 lb/foot (116,8 kN/m) và trọng lượng bản thân của dầm. Tính toán thiết kế thép chịu lực cắt cần thiết cho dầm. Sử dụng công thức đơn giản của ACI để tính toán V_c của bê tông.

Cho các số liệu sau đây:

$f_c' = 4.000$ psi (27,6 MPa), bê tông nặng bình thường;

$f_y = 60.000$ psi (414 MPa);

$b_w = 14$ in (356 mm);

$d = 28$ in (712 mm);

$h = 30$ in (762 mm);

Thép dọc chịu lực 6 thanh số 9 (đường kính 28,6 mm);

Lời giải;

1. Tính toán lực cắt:

- Trọng lượng bản thân dầm = $\frac{(14)(30)}{144}(150) = 437,5 \text{lb/ft}$ (hệ số 144 đổi đơn vị in thành ft.

- Tải trọng tính toán tác dụng lên dầm = 1,7 (8.000) + 1,4 (437,5) = 14.212,5 lb/ft

- Lực cắt tại gối tựa của dầm: $V_u = \frac{25}{2}(14.212,5) = 177.656$ lb

- Mặt cắt nguy hiểm cách gối tựa khoảng cách = d = 28 in có giá trị lực cắt bằng:

$$V_u(d) = \frac{150-28}{150}(177.656) = 144.494 \text{ lb; (1/2 nhịp = 150 in).}$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

2. Tính lực cắt do bê tông chịu V_c:

$$V_c = 2\lambda\sqrt{f_c'}b_w d = 2(1,0)\sqrt{4.000}(14)(28) = 49.585 \text{ lb}$$

Kiểm tra điều kiện chịu lực của mặt cắt:

$$(8+2)\sqrt{f_c'}b_w d = 10\sqrt{f_c'}b_w d = 10\sqrt{4.000}(14)(28) = 247.923 \text{ lb}$$

$V_{n(yc)} = V_u/\phi = 144.494/0,85 = 169.993$ lb : thoả mãn yêu cầu !

$V_n > 1/2V_c$: cần phải bố trí thép đai.

3. Chọn thép đai bằng thép số 4, đai 2 nhánh, diện tích một nhánh đai là 0,20 in^2.

$A_v = 2\ (0,20) = 0,40$ in^2.

Tính s từ phương trình (4-13):

$$s = \frac{A_v f_y d}{(V_u/\phi) - V_c} = \frac{(0,4)(60.000)(28)}{169.993 - 49.585} = 5,58 \text{ in } (141,7 \text{ mm})$$

Vì $V_n - V_c > 4\sqrt{f_c'}b_w d$ thì $s_{max} = d/4 = 28/4 = 7$ in; bố trí s = 5,58 in trên phạm vi d = 28 in kể từ mép gối tựa của dầm. Các mặt cắt giữa dầm có V_n nhỏ hơn, bố trí thép đai thưa hơn. Cần tính toán cụ thể để xác định mặt cắt chỉ cần bố trí thép đai cấu tạo.

Ví dụ 4.2 : Tính toán theo biểu thức 11-3 và 11-5 của tiêu chuẩn ACI

Dầm tiết diện chữ nhật, nhịp 25 ft (7,62 m) chịu tải trọng phân bố đều, tại mặt cắt tính toán có mô men M_u = 4.510.000 in-lb, lực cắt V_u = 144.494 lb. Bê tông có f_c' = 4.000 psi (27,6 MPa), cốt thép có f_y = 60.000 psi (414 MPa), bề rộng sườn b_w = 14 in, chiều cao d = 28 in, cốt thép dọc A_s = 6,00 sq.in. Thép đai #4, 2 nhánh có diện tích A_v = 0,40 sq.in.

Lời giải:

a) Tính toán V_c theo biểu thức (11-3) của ACI:

- Tính toán lực cắt do bê tông chịu V_c theo biểu thức sau:

$$V_c = 2\sqrt{f_c'}b_w d = 2\sqrt{4.000}(14)(28) = 49.585 \text{ lb}$$

- Kiểm tra điều kiện tính toán theo lực cắt V_{umax} của tiết diện:

$$(8+2)\sqrt{f_c'}b_w d = 10\sqrt{f_c'}b_w d = 10\sqrt{4.000}(14)(28) = 247.923 \text{ lb}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{144.494}{0,75} = 192.659 \text{ lb} < 247.923 \text{: thoả mãn yêu cầu.}$$

$$V_n > \frac{1}{2}V_c = 24.792,5 \text{ do đó cần phải tính toán bố trí thép đai cho cấu kiện.}$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Tính toán khoảng cách cốt đai theo công thức sau:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_n - V_c} = \frac{0,40(60.000)(28)}{192.659 - 49.585} = 4,7 \text{ in}$$

Vì $V_n - V_c > 4\sqrt{f_c'}b_w d = 4\sqrt{4000}(14)(28) = 99.170$ lb nên khoảng cách tối đa s = d/4 = 7in.

- Bố trí s theo kết quả tính toán là 4 in.

b) Tính toán V_c theo biểu thức (11-5) của ACI:

- Lực cắt do bê tông chịu được tính toán theo công thức sau:

$$V_c = 1,9\sqrt{f_c'}b_w d + 2.500\rho_w \frac{V_u d}{M_u} b_w d \le 3,5\sqrt{f_c'}b_w d$$

Hàm lượng thép $\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{6,00}{(14)(28)} = 0,0153$.

Giá trị $\frac{V_u d}{M_u} = \frac{(144.494)(28)}{4.510.000} = 0,9 < 1,0$, vậy dùng giá trị 0,9 để tính toán tiếp.

$$V_c = 1,9\sqrt{4.000}(14)(28) + 2.500(0,0153)(0,9)(14)(28) = 60.600 \text{ lb}$$

- Tính toán khoảng cách cốt đai theo công thức sau:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_n - V_c} = \frac{0,4(60.000)(28)}{192.659 - 60.600} = 5,09 \text{ in}$$

- Bố trí thép đai theo kết quả tính toán: s = 5 in.

Ví dụ 4.3: Tính toán trong trường hợp tác dụng đồng thời mô men và lực cắt

Xác định khoảng cách thép đai cho dầm đơn giản, gối tựa 2 đầu với bề rộng b_w = 13 in, d = 20 in, f_c' = 3.000 psi, f_y = 40.000 psi, V_u = 60.000 lbs, A_v = 0,40 sq.in

Lời giải:

Tính toán lực cắt do bê tông chịu V_c theo biểu thức sau:

$$V_c = 2\sqrt{f_c'}b_w d = 2\sqrt{3.000}(13)(20) = 28.482 \text{ lb}$$

- Kiểm tra điều kiện tính toán theo lực cắt V_{umax} của tiết diện:

$$(8+2)\sqrt{f_c'}b_w d = 10\sqrt{f_c'}b_w d = 10\sqrt{3.000}(13)(20) = 142.408 \text{ lb}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{60.000}{0,75} = 80.000 \text{ lb} < 142.408: \text{ thoả mãn yêu cầu.}$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$V_n > \frac{1}{2}V_c = 14.241$ lb, do đó cần phải tính toán bố trí thép đai cho cấu kiện.

- Tính toán khoảng cách cốt đai theo công thức sau:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_n - V_c} = \frac{0,40(40.000)(20)}{80.000 - 28.482} = 6,21 \text{ in}$$

Vì $V_n - V_c \le 4\sqrt{f'_c}b_w d = 4\sqrt{3.000}(13)(20) = 56.984$ lb nên khoảng cách tối đa là:

$$s < \frac{d}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ in. Bố trí s theo kết quả tính toán bằng 6 in.}$$

Ví dụ 4.4: Trường hợp tác dụng đồng thời lực cắt và lực dọc chịu kéo

Xác định khoảng cách thép đai cho dầm chịu lực kéo dọc trục với giá trị các lực như sau: M_u = 115.300 k-in, N_u = -28.600 lbs, V_u = 33.200 lbs, bề rộng b_w = 10,5 in, d = 16 in, h = 18 in, f'_c = 3.600 psi, f_y = 40.000 psi, A_v = 0,22 sq.in (#3, 2 nhánh).

Lời giải:

- Tính toán lực cắt do bê tông chịu V_c theo biểu thức (11-8 của ACI) sau:

$$V_c = 2\left[1 + \frac{N_u}{500A_g}\right]\sqrt{f'_c}b_w d = 2\left[1 + \frac{-28.600}{500(10,5)(18)}\right]\sqrt{3.600}(10,5)(16) = 14.059 \text{ lb}$$

- Kiểm tra điều kiện tính toán theo lực cắt V_{umax} của tiết diện:

$$(8+2)\sqrt{f'_c}b_w d = 10\sqrt{f'_c}b_w d = 10\sqrt{3.600}(10,5)(16) = 100.800 \text{ lb}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{33.200}{0,75} = 44.267 \text{ lb} < 100.800: \text{ thoả mãn yêu cầu.}$$

$$V_n > \frac{1}{2}V_c = 7.029 \text{ lb do đó cần phải tính toán bố trí thép đai cho cấu kiện.}$$

- Tính toán khoảng cách cốt đai theo công thức sau:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_n - V_c} = \frac{0,22(40.000)(16)}{44.267 - 14.059} = 4,66 \text{ in}$$

Vì $V_n - V_c \le 4\sqrt{f'_c}b_w d = 4\sqrt{3.600}(10,5)(16) = 40.320$ lb nên khoảng cách tối đa là:

$$s < \frac{d}{2} = \frac{16}{2} = 8 \text{ in. Bố trí s theo kết quả tính toán bằng 4,5 in.}$$

Ví dụ 4.5: Trường hợp tác dụng đồng thời lực cắt và lực dọc chịu nén

Xác định khoảng cách thép đai cho dầm chịu lực nén dọc trục với giá trị các lực như sau: M_u = 86.000 k-in, N_u = 160.000 lb (và N_u = 10.000 lb), V_u = 20.000 lb, bề rộng b_w = 12 in, h = 16 in, d = 13,75 in, f'_c = 3.000 psi, f_y = 40.000 psi, A_v = 0,22 (#3, 2 nhánh).

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Lời giải:

a) Trường hợp N_u = 160.000 lb:

- Tính toán lực cắt do bê tông chịu V_c theo biểu thức (11-7 của ACI) như sau:

$$V_c = 2\left[1+\frac{N_u}{2.000A_g}\right]\sqrt{f_c'}b_w d = 2\left[1+\frac{160.000}{2.000(12)(16)}\right]\sqrt{3.000}(12)(13,75) = 25.606 \text{ lb}$$

- Kiểm tra điều kiện tính toán theo lực cắt V_{umax} của tiết diện:

$$(8+2)\sqrt{f_c'}b_w d = 10\sqrt{f_c'}b_w d = 10\sqrt{3.000}(12)(13,75) = 90.374 \text{ lb}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{20.000}{0,85} = 23.529 \text{ lb} < 25.606 \text{ lb}, \text{ bố trí tối thiểu cốt đai.}$$

- Tính toán khoảng cách cốt đai tối đa theo công thức sau:

$$s_{(max)} = \frac{A_v f_y}{50b_w} = \frac{0,22(40.000)}{50(12)} = 14,7 \text{ in}$$

$s_{(max)}$ = d/2 = 13,75/2= 6,88 in. Vậy bố trí s = 6,75 in.

b) Trường hợp N_u = 10.000 lb:

Tính toán lực cắt do bê tông chịu V_c theo biểu thức sau:

$$V_c = 2\left[1+\frac{N_u}{2.000A_g}\right]\sqrt{f_c'}b_w d = 2\left[1+\frac{10.000}{2.000(12)(16)}\right]\sqrt{3.000}(12)(13,75) = 18.546 \text{ lb}$$

- Kiểm tra điều kiện tính toán theo lực cắt V_{umax} của tiết diện:

$$(8+2)\sqrt{f_c'}b_w d = 10\sqrt{f_c'}b_w d = 10\sqrt{3.000}(12)(13,75) = 90.374 \text{ lb}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{20.000}{0,85} = 23.529 \text{ lb} > 18.546 \text{ lb}, \text{ cần phải tính toán bố trí cốt đai.}$$

- Tính toán khoảng cách cốt đai theo công thức sau:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_n - V_c} = \frac{0,22(40.000)(13,75)}{23.529-18.546} = 24,28 \text{ in}$$

Vì $V_n - V_c < 4\sqrt{f_c'}b_w d = 4\sqrt{3.000}(12)(13,75) = 36.150$ lb nên khoảng cách tối đa là:

$$s < \frac{d}{2} = \frac{13,75}{2} = 6,88 \text{ in.}$$

- Bố trí khoảng cách s theo kết quả tính toán bằng 6,75 in.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

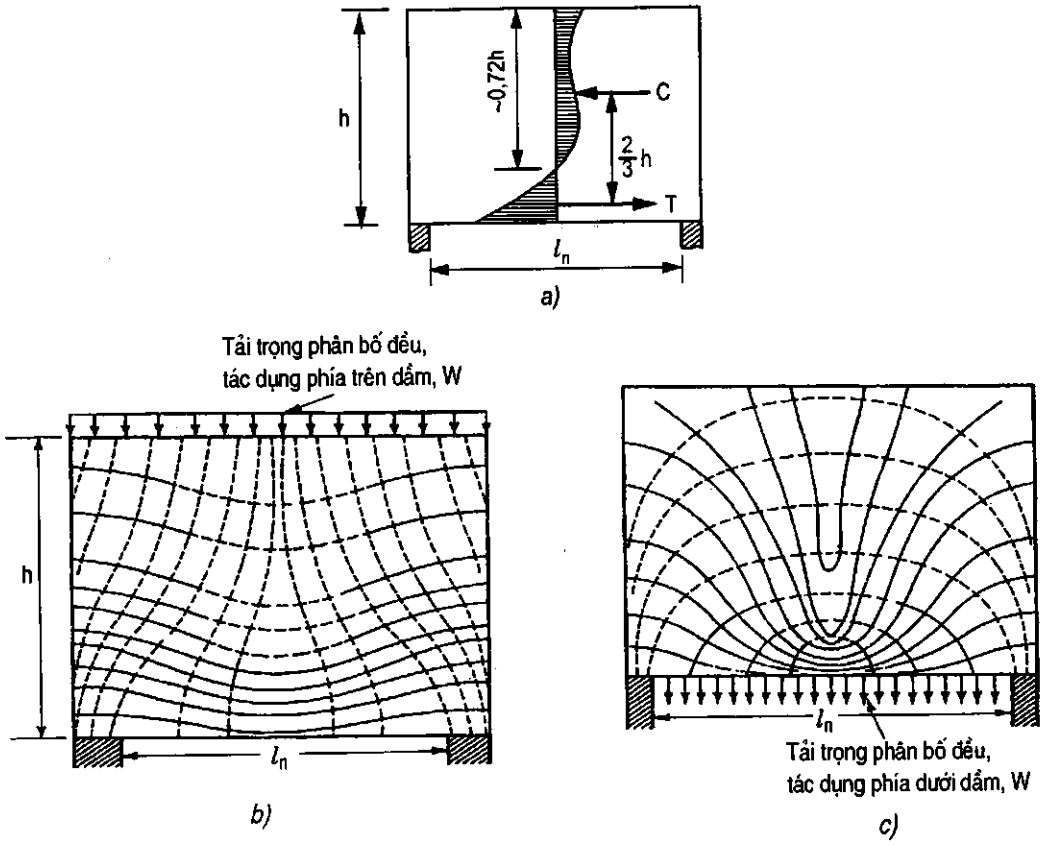
4.8. Dầm cao - sự kết hợp giữa mô men uốn và lực cắt

Các cấu kiện dầm có tỷ lệ chiều cao so với nhịp khá lớn có trạng thái ứng suất phức tạp hơn nhiều so với dầm chịu uốn thông thường, đặc biệt là tại các vùng không liên tục như gối tựa, nơi đặt lực tập trung, các vùng biến đổi tiết diện, v.v.

Tiêu chuẩn ACI đã nêu các tác động của dầm cao phải được xét đến trong trường hợp *l*/d nhỏ hơn 2,5 đối với các nhịp liên tục hoặc 2 đối với các nhịp đơn. Do tính chất hình học nên dầm cao có trạng thái ứng suất như các kết cấu theo 2 phương hơn là một phương như dầm. Các giả thiết về tiết diện phẳng cho dầm không thoả mãn đối với dầm cao.

Ứng suất cắt trong trường hợp dầm cao có ý nghĩa rất lớn đối với trạng thái ứng suất nên không được bỏ qua như trong dầm chịu uốn thuần tuý. Biểu đồ ứng suất trong bê tông vùng chịu nén không còn như giả thiết vẫn được sử dụng nữa, ngay cả khi còn trong trạng thái đàn hồi. Khi đạt trạng thái giới hạn, biểu đồ ứng suất không theo dạng parabol như thông thường nữa.

Hình (4-5) cho thấy biến đổi ứng suất phi tuyến của dầm cao. Từ hình vẽ cho thấy, ứng suất chịu kéo ở mép biên kéo lớn hơn nhiều so với mép biên chịu nén. Quỹ đạo ứng suất chính kéo và nén cho thấy sự tập trung ứng suất nén tại gối tựa trong cả hai trường hợp đặt tải trọng phía trên và dưới dầm.



Hình 4-5: *Phân bố ứng suất đàn hồi trong dầm cao.*

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Thông thường khe nứt xuất hiện theo phương của ứng suất chính nén, tức là vuông góc với phương của ứng suất chính kéo. Trong nhiều trường hợp, khe nứt xuất hiện thẳng đứng hoặc nghiêng khi dầm bị phá hoại do lực cắt.

Như vậy, trong trường hợp dầm cao, thép dọc chịu lực cần bố trí theo chiều cao dầm để hỗ trợ cho thép đai dọc theo trục dầm chứ không chỉ bố trí ở đáy dầm như cấu kiện chịu uốn bình thường. Phần phía dưới của dầm (hình 4-5) thường có sự tập trung ứng suất kéo theo phương dọc trục, do đó thép dọc cần bố trí ở phần phía dưới thân dầm để chịu các ứng suất này.

Dầm cao thường có khả năng chịu lực cắt tốt hơn dầm thông thường, do đó khả năng chịu cắt V_c của dầm cao cũng tăng lên. Các biểu thức tính toán thép chịu cắt cho dầm cao sẽ được trình bày cụ thể trong phần tiếp theo.

4.8.1. Tính toán khả năng chịu lực cắt trong dầm cao

Theo cách phân tích ở trên, dầm cao với tỷ số a/d < 2,5 và l_n/d < 5 sẽ có khả năng chống cắt V_c cao hơn so với dầm bình thường. Khoảng cách x từ gối tựa tới mặt cắt bị phá hoại do lực cắt đối với dầm cao tính theo công thức sau:

- Đối với dầm chịu tải trọng phân bố đều: $x = 0{,}15 l_n$ (4-15a)

trong đó: l_n là nhịp giữa các mép trong gối tựa.

- Đối với dầm chịu tải trọng tập trung: $x = 0{,}50a$ (4-15b)

trong đó: a là khoảng cách từ gối tựa đến lực tập trung.

trong các trường hợp trên, x không được vượt quá chiều cao hữu ích của tiết diện d.

Lực cắt do ngoại lực tác dụng phải thoả mãn điều kiện sau:

$$V_u \le \phi(8\sqrt{f_c'}\,b_w d) \quad \text{đối với dầm có tỷ số } l_n/d < 2 \qquad (4\text{-}16a)$$

hoặc:

$$V_u \le \phi\left[\frac{2}{3}\left(10+\frac{l_n}{d}\right)\sqrt{f_c'}\,b_w d\right] \quad \text{đối với dầm có tỷ số } 2 \le l_n/d \le 5 \qquad (4\text{-}16b)$$

Nếu không thoả mãn điều kiện trên, phải mở rộng tiết diện. Hệ số giảm độ bền ϕ trong trường hợp này lấy bằng 0,75.

Khả năng chịu lực cắt của bê tông V_c được tính theo công thức sau:

$$V_c = \left(3{,}5 - 2{,}5\frac{M_u}{V_u d}\right)\left(1{,}9\sqrt{f_c'} + 2.500\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d \le 6\sqrt{f_c'}\,b_w d \qquad (4\text{-}17a)$$

trong đó, đại lượng trong ngoặc của (4-17) có giá trị giới hạn: $1 < 3{,}5 - 2{,}5\dfrac{M_u}{V_u d} \le 2{,}5$.

Hệ số này nhân với khả năng chịu lực cắt V_c của dầm bình thường cho kết quả tăng lên của lực chịu cắt của bê tông trong dầm cao. Trong thiết kế có thể dùng công thức đơn giản hơn:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$$V_c \le 2\sqrt{f_c'}b_w d \qquad (4\text{-}17b)$$

Khi lực cắt do ngoại lực tác dụng V_u vượt quá khả năng chịu cắt của bê tông ϕV_c, cốt thép chịu cắt cần phải tính toán để thoả mãn phương trình cân bằng: $V_u \le \phi(V_c + V_s)$, trong đó V_s là lực cắt do cốt thép chịu.

$$V_s = \left(\frac{A_v}{s_v}\frac{1+l_n/d}{12} + \frac{A_{vh}}{s_h}\frac{11+l_n/d}{12}\right)f_y d \qquad (4\text{-}18)$$

trong đó:

A_v là tổng diện tích thép theo phương đứng trong dầm bố trí với khoảng cách s_v theo phương ngang hai bên thành dầm;

A_{vh} là tổng diện tích thép theo phương ngang trong dầm bố trí với khoảng cách s_h theo phương đứng hai bên thành dầm.

Khoảng cách lớn nhất với s_v: $s_v \le \frac{d}{5}$ hoặc $s_v \le 18$ in (chọn giá trị nhỏ hơn) (4-19a)

Khoảng cách lớn nhất với s_h: $s_h \le \frac{d}{3}$ hoặc $s_h \le 18$ in (chọn giá trị nhỏ hơn) (4-19b)

Diện tích thép nhỏ nhất A_v: $A_v = 0{,}0015bs_v$ (4-20a)

Diện tích thép nhỏ nhất A_{vh}: $A_{vh} = 0{,}0025bs_h$ (4-20b)

Cốt thép tính toán tại mặt cắt giới hạn chịu cắt nhưng cần bố trí suốt dọc dầm cao.

4.8.2. Tính toán khả năng chịu mô men uốn trong dầm cao

a) Dầm cao gối tựa đơn giản:

Tiêu chuẩn ACI không quy định quy trình thiết kế nhưng yêu cầu phân tích phi tuyến khi thiết kế và kiểm tra cho dầm cao. Các bước thiết kế đơn giản dưới đây dựa trên các kiến nghị của Ủy ban Bê tông quốc tế của châu Âu (CEB).

Hình 4-5a cho thấy phân bố ứng suất trong dầm cao đồng chất có tỷ lệ $l_n/h = 1{,}0$. Thí nghiệm cũng cho thấy cánh tay đòn mô men không thay đổi ngay cả khi đã xuất hiện vết nứt. Khả năng chịu lực của dầm M_n vẫn xác định theo:

$$M_n = A_s f_y (jd) \qquad (4\text{-}21)$$

Cốt thép A_s chịu uốn tính theo:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (jd)} \ge \frac{3\sqrt{f_c'}}{f_y}bd \ge \frac{200bd}{f_y} \qquad (4\text{-}22)$$

trong đó: jd là cánh tay đòn mô men nội lực.

Cánh tay đòn nội ngẫu lực jd được tính toán như sau:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$jd = 0,2(l + 2h)$ đối với $1 \le l/h < 2$ (4-23a)

$jd = 0,6l$ đối với $l/h < 1$ (4-23b)

trong đó : l là nhịp dầm cao xác định theo trung tâm các gối tựa hoặc lấy bằng $1,15l_n$ (sẽ sử dụng giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị trên).

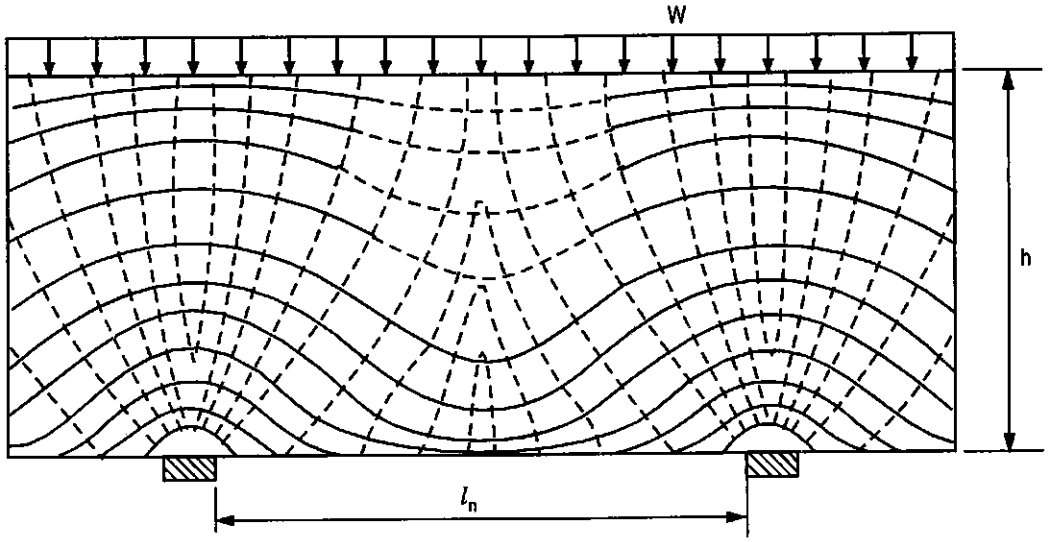
Thép dọc tính toán được bố trí ở phần dưới của dầm trong phạm vi chiều cao từ đáy dầm một khoảng bằng y:

$$y = 0,25h - 0,05l < 0,2h \quad (4\text{-}24)$$

Các thanh thép này cũng được neo chặt vào gối tựa của dầm.

b) Dầm cao liên tục:

Dầm cao liên tục cũng được tính toán tương tự như dầm đơn giản. Cốt thép bổ sung được bố trí cho tiết diện chịu mô men âm tại gối tựa. Hình 4-6 thể hiện quỹ đạo ứng suất chính của dầm cao liên tục.



Hình 4-6: *Quỹ đạo ứng suất chính nén và kéo trong dầm cao liên tục*

So sánh với hình 4-5, ta thấy có dạng tương tự ở phần giữa nhịp. Tại gối tựa, toàn bộ đều chịu ứng suất kéo. Sự tập trung ứng suất kéo ở vùng gối tựa của dầm liên tục bắt buộc phải bố trí thép dọc chịu cắt và neo chắc vào gối tựa.

Tổng diện tích thép dọc chịu uốn tính tương tự như dầm đơn theo (4-22):

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (jd)} \ge \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \ge \frac{200bd}{f_y}$$

Cánh tay đòn mô men jd được xác định theo các biểu thức sau đây:

$jd = 0,2(l + 1,5h)$ đối với $1,0 \le l/h < 2,5$ (4-25a)

$jd = 0,5l$ đối với $l/h < 1,0$ (4-25b)

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Phân bố thép chịu mô men âm A_s thành 2 phần như sau:

$$A_{s1} = 0,5\left(\frac{l}{h} - 1\right)A_s \quad (4\text{-}26a)$$

$$A_{s2} = A_s - A_{s1} \quad (4\text{-}26b)$$

Diện tích thép A_{s1} bố trí trong phạm vi chiều cao từ đỉnh dầm bằng 0,2h. Tiếp theo sẽ bố trí diện tích thép A_{s2} trong phạm vi chiều cao bằng 0,6h kể từ phạm vi đã bố trí thép A_{s1}.

Trong trường hợp khi tỷ số l/h nhỏ hơn hoặc bằng 1 thì bố trí diện tích thép A_{s1} ở phạm vi chiều cao từ đỉnh dầm bằng 0,2h. Toàn bộ diện tích thép A_s sẽ được bố trí trong phạm vi 0,6h tiếp theo của dầm cao. Phần còn lại phía dưới dầm (h_3 = 0,2h) sẽ bố trí thép chịu mô men căng dưới. Thép vùng kéo được neo chặt vào gối tựa và chạy suốt các nhịp.

4.8.3 Trình tự tính toán chịu lực cắt trong dầm cao

Các bước tính toán cốt thép chịu cắt cho dầm cao dựa trên các yêu cầu của tiêu chuẩn ACI cũng tương tự đối với dầm thông thường. Chỉ khác là thép chịu mô men uốn được tính toán bố trí dọc thân dầm để chịu ứng suất bổ sung do uốn.

- Phân loại dầm cao theo điều kiện a/d < 2,5 hoặc l_n/d < 5 đối với lực tập trung hoặc phân bố đều.

- Xác định khoảng cách mặt cắt giới hạn x từ bề mặt gối tựa: x = 0,5a đối với tải trọng tập trung và x = 0,15l_n với tải trọng phân bố đều. Tính toán lực cắt V_u tại mặt cắt giới hạn và kiểm tra điều kiện tính toán thép chịu lực cắt theo $V_{u\,max} = \phi V_n$ theo công thức (4-16a) và (4-16b). Nếu không thoả mãn thì phải tăng kích thước mặt cắt.

- Tính toán khả năng chịu cắt của bê tông theo (4-17a) hoặc (4-17b).

- Tính toán V_s nếu $V_u > \phi V_c$ và chọn s_v và s_h bằng cách giả thiết đường kính thép chịu cắt phân bố theo 2 phương đứng và ngang.

- Thay đổi các đại lượng sao cho thoả mãn điều kiện khoảng cách tối đa theo (4-19a), (4-19b). Nếu không đảm bảo thì kiểm tra lại theo (4-18).

- Lựa chọn đường kính và khoảng cách hợp lý cho thép chịu cắt theo cả 2 phương đứng và ngang. Có thể dùng lưới thép hàn để bố trí hai bên thành dầm cao.

Thiết kế thép chịu uốn như đã trình bày trong phần 4.8.2 sau khi đã xác định cánh tay đòn mô men jd trong trường hợp cụ thể là dầm cao đơn giản hoặc dầm cao liên tục.

Phân bố diện tích thép chịu uốn theo các biểu thức (4-26a) và (4-26b) nếu là dầm cao liên tục. Đối với dầm đơn, thép dọc chịu kéo sẽ bố trí phần dưới dầm trong phạm vi (0,25h - 0,05l) ≤ 0,20h của chiều cao dầm.

Bố trí chi tiết phân bố cốt thép chịu cắt và chịu uốn cho dầm cao.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Ví dụ 4.6: Tính toán cốt thép chịu cắt cho dầm cao

Dầm đơn giản có nhịp l_n = 10 ft chịu tải trọng phân bố đều 81.000 lb/ft ở phía trên đỉnh dầm. Chiều cao dầm h = 6 ft (72 in), bề rộng b = 20 in. Cốt thép dọc chịu lực đã có A_s là 8,0 in^2. Cường độ bê tông f'_c = 4.000 psi, cường độ thép f_y = 60.000 psi.

Tính toán thép chịu lực cắt cho dầm trên.

Lời giải:

- Kiểm tra tỷ số l_n/d và tính toán lực cắt V_u: Giả thiết d = 0,9h = 0,9(6)(12) ≈ 65 in

$$\frac{l_n}{d} = \frac{10.(12)}{65} = 1{,}85 < 5$$, như vậy thuộc dầm cao.

- Tải trọng bản thân dầm tính được bằng:

$$w = \frac{(20)(72)}{144}(150) = 1.500 \text{ lb/ft (hệ số 144 đổi in thành ft)}$$

Tổng cộng tải trọng tính toán (có kể đến hệ số tải trọng):

$$w = (1{,}2)(1.500) + (1{,}6)(81.000) = 131.400 \text{ lb/ft}$$

Khoảng cách tính toán đến tiết diện giới hạn:

$$x = 0{,}15 l_n = (0{,}15)(10{,}0) = 1{,}5\text{ft} = 18 \text{ in}$$

Lực cắt tại mặt cắt giới hạn V_u:

$$V_u = \frac{(131.400)(10)}{2} - (131.400)\frac{18}{12} = 459.900 \text{ lb}$$

- Lực cắt V_n và V_c: $\phi V_n = \phi(8\sqrt{f'_c}b_w d) = 0{,}75\left(8\sqrt{4.000}(20)(65)\right)$

$$= 493.315 \text{ lb} > 459.900\text{lb}: \text{ thoả mãn yêu cầu.}$$

$$M_u = \frac{(131.400)(10{,}0)}{2}(1{,}5) - \frac{(131.400)(1{,}5)^2}{2} = 837.675\text{ft} - \text{lb} = 10.052.100 \text{ in} - \text{lb}$$

$$\frac{M_u}{V_u d} = \frac{10.052.100}{459.900(65)} = 0{,}34$$

$\left(3{,}5 - 2{,}5\frac{M_u}{V_u d}\right) = 3{,}5 - 2{,}5(0{,}34) = 2{,}65 > 2{,}5$, do đó theo (4-17a), sử dụng giá trị tương ứng là 2,5 trong tính toán.

Tính hàm lượng thép ρ_w: $\rho_w = \frac{A_s}{bd} = \frac{8{,}0}{(20)(65)} = 0{,}0062$; $\frac{V_u d}{M_u} = 2{,}5$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$$V_c = 2,5\left(1,9\sqrt{f_c'} + 2.500\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d$$
$$= 2,5\left(1,9\sqrt{4.000} + 2500(0,0062)(2,5)\right)(20)(65) = 516.479 \text{ lb}$$

$6\sqrt{f_c'}b_w d = 493.315 \text{ lb} < 516.479 \text{ lb}$, do đó tính theo giá trị $V_c = 493.315$ lb.

- Tính thép chịu lực cắt: Giả thiết thép phân bố có số hiệu #3 bố trí theo hai phương đứng và ngang theo hai bên thành dầm. $A_v = 2\ (0,11) = 0,22 \text{ in}^2 = A_{vh}$

$\phi V_s = V_u - \phi V_c$ hoặc $V_s = V_u/\phi - V_c = 459.900/(0,75) - 493.315 = 119.885$ lb.

Từ biểu thức (4-18): $V_s = \left(\frac{A_v}{s_v}\frac{1+l_n/d}{12} + \frac{A_{vh}}{s_h}\frac{11+l_n/d}{12}\right) f_y d$, tính toán được khoảng cách s đều cho cả hai phương như sau: Giả thiết $s_v = s_h = s$; thay V_s vào biểu thức trên ta có:

$$119.885 = \left(\frac{0,22}{s}\frac{1+120/65}{12} + \frac{0,22}{s}\frac{11+120/65}{12}\right)(60.000)65$$

Giải đẳng thức trên, nhận được giá trị s = 7,16 in.

- Kiểm tra khoảng cách thép tối đa s_v: $s_v = d/5 = 65/5 = 13$ in, s_v tính toán = 7,16 là thoả mãn cả điều kiện $s_{vmax} = 18$ in.
- Kiểm tra khoảng cách thép tối đa s_h: $s_h = d/3 = 65/3 = 21,7$ in, s_h tính toán = 7,16 là thoả mãn cả điều kiện $s_{hmax} = 18$ in. Do đó bố trí chung cốt thép với khoảng cách $s_v = s_h = 7$ in.
- Kiểm tra diện tích thép tối thiểu theo (4-20a), (4-20b):

  Diện tích thép nhỏ nhất A_v: $A_v = 0,0015bs_v = 0,0015(20)(7) = 0,21 \text{ in}^2 < 0,22 \text{ in}^2$.

  Diện tích thép nhỏ nhất A_{vh}: $A_{vh} = 0,0025bs_h = 0,0025(20)(7) = 0,35 \text{ in}^2 > 0,22 \text{ in}^2$.

Như vậy thép số #3 không đủ theo yêu cầu tối thiểu đối với thép theo phương ngang, sử dụng thép số #4 bố trí hai bên thành với khoảng cách s = 7 in (0,4 in²). Thép theo phương đứng vẫn dùng số hiệu #3 với khoảng cách s = 7 in.

Ví dụ 4.7 Tính toán cốt thép chịu uốn cho dầm sàn

Các số liệu của ví dụ này tương tự như trong ví dụ 4.6.

Lời giải:

Nhịp $l_n = 10$ ft = 120 in, h = 6 ft = 72 in, do kích thước gối tựa không xác định, nên l tính theo biểu thức sau: $l = 1,15\ l_n = 138$ in. Tải trọng phân bố tác dụng w = 131.400 lb/ft.

- Mô men ngoại lực tác dụng giữa nhịp M_u:

$$M_u = \frac{w_u l_n^2}{8} = \frac{(131.400)(10,0)^2}{8} = 1.642.500 \text{ ft-lb} = 19.710.000 \text{ in-lb}$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Tỷ số l/h: $\frac{l}{h} = \frac{138}{72} = 1,92 > 1 < 2$

Cánh tay đòn mô men jd: jd = 0,2(138 + (2)(72)) = 56,4 in

Diện tích thép chịu kéo A_s: $A_s = \frac{M_u}{\phi f_y jd} = \frac{19.710.000}{0,9(56,4)(60.000)} = 6,47\ in^2$

Kiểm tra diện tích thép tối thiểu:

$$A_s > \frac{200bd}{f_y} = 4,33\ in^2 > \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y}bd = 4,1\ in^2$$: thoả mãn điều kiện thép tối thiểu.

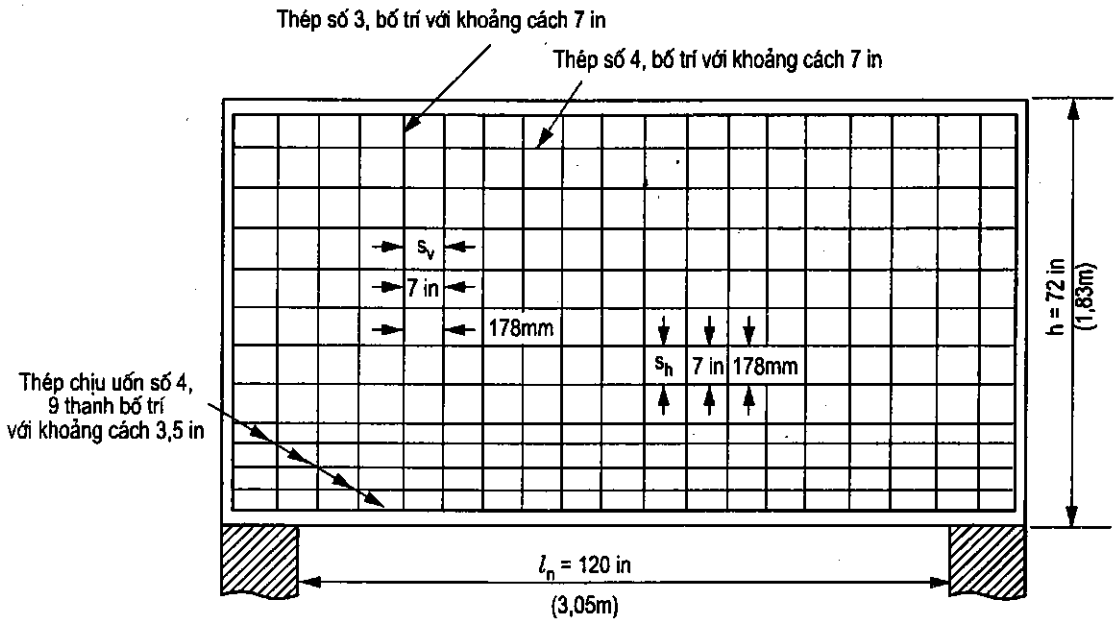
Bố trí 4 thanh thép số hiệu #9 trên mỗi mặt bên của dầm cao với diện tích thực tế là 8 in^2 trên khoảng cách tính từ mép biên chịu kéo của dầm tính theo biểu thức sau:

$$0,25h - 0,05l = 0,25(72) + 0,05(138) = 11,1\ in.$$

Khoảng cách các thanh thép 11,1/3 = 3,7 in.

Bố trí thực tế: 4 thanh số hiệu #9 với khoảng cách 3,5 in theo phương thẳng đứng ở mỗi thành bên của dầm.

Thép chịu lực cắt bố trí tương tự như ví dụ (4-6) (hình 4-7).



Hình 4-7: *Bố trí cốt thép cho dầm cao trong ví dụ 4.6 và 4.7*

Ví dụ 4.8: Tính toán cốt thép cho dầm cao liên tục

Tính toán thép cho nhịp giữa của dầm cao liên tục với các số liệu tương tự như trong ví dụ 4.6.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Lời giải:

- Tính toán thép chịu lực cắt:

Thép phân bố theo hai phương bố trí tương tự như trong ví dụ (4.6). Sử dụng lưới thép hàn đường kính 0,5 in (12,7 mm) với kích thước các ô theo phương ngang là 6 in, theo phương dọc là 8 in.

- Tính toán thép chịu mô men uốn:

Giả thiết d = 65 in, tính toán mô men giữa nhịp của dầm liên tục theo công thức sau:

$$M_u = \frac{w_u l_n^2}{16} = \frac{131.400(10,0)^2}{16} = 821.250 \text{ ft} - \text{lb} = 9.855.000 \text{ in} - \text{lb}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{9.855.000}{0,90} = 10.950.000 \text{ in} - \text{lb}$$

Đối với dầm liên tục, cánh tay đòn mô men tính theo biểu thức sau:

$$jd = 0,20(l + 1,5h) = 0,20(138 + (1,5)(72)) = 49,2 \text{ in}$$

Diện tích thép chịu kéo A_s: $A_s = \frac{M_n}{f_y jd} = \frac{10.950.000}{(60.000)(49,2)} = 3,71 \text{ in}^2$

- Kiểm tra diện tích thép tối thiểu: $A_s < \frac{200bd}{f_y} = \frac{200(20)(0,9)(72)}{60.000} = 4,32 \text{ in}^2; (d = 0,9h)$

$$A_s < \frac{3\sqrt{f_c'}}{f_y} bd = \frac{3\sqrt{4.000}}{60.000}(20)(0,9)(72) = 4,10 \text{ in}^2$$

Như vậy, cần bố trí thép theo yêu cầu tối thiểu, $A_s = 4,32 \text{ in}^2$.

Dùng 3 thanh thép số hiệu #8 bố trí hai bên thành dầm với diện tích thép thực tế là $4,74 \text{ in}^2$. Thép giữa nhịp được kéo dài qua các gối tựa.

- Mô men âm ở gối tựa M_u tính được theo biểu thức sau:

$$-M_u = \frac{w_u l_n^2}{11} = \frac{131.400(10)^2}{11}(12) = 14.334.545 \text{ in-lb}$$

$$-M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{14.344.545}{0,90} = 15.927.272 \text{ in-lb}$$

Cánh tay đòn mô men tính theo biểu thức sau:

$$jd = 0,20(l + 1,5h) = 0,20(138 + (1,5)(72)) = 49,2 \text{ in}$$

- Diện tích thép chịu kéo A_s: $A_s = \frac{M_n}{f_y jd} = \frac{15.927.272}{(60.000)(49,2)} = 5,40 \text{ in}^2$ ($3,375 \text{ mm}^2$)

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Bố trí thép chịu mô men âm tại gối tựa như sau:

Diện tích thép A_{s1} bố trí cho phần trên của tiết diện gối tựa tính theo biểu thức sau:

$$A_{s1} = 0,5\left(\frac{l}{h} - 1\right)A_s = 0,5\left(\frac{138}{72} - 1\right)(5,40) = 2,48 \text{ in}^2$$

và được bố trí trong phạm vi $h_1 = 0,2h = (0,2)(72) = 14,4$ in.

Diện tích thép $A_{s2} = A_s - A_{s1} = 5,40 - 2,48 = 2,92$ in^2 và được bố trí trong khoảng tiếp theo: $h_2 = 72 - 14,4 - 14,4 = 43,2$ in. Trong phạm vi vùng h_1, bố trí 2 thanh thép số hiệu #8 cho mỗi thành bên của dầm (diện tích thép thực tế là 3,16 in^2 > 2,48 in^2). Trong vùng h_2 tiếp theo, bố trí 3 thanh thép số hiệu #8 cho mỗi thành bên của dầm (diện tích thép thực tế là 4,74 in^2 > 2,92 in^2).

4.9. Mô hình chống - giằng (strut and tie) đối với các vùng không liên tục

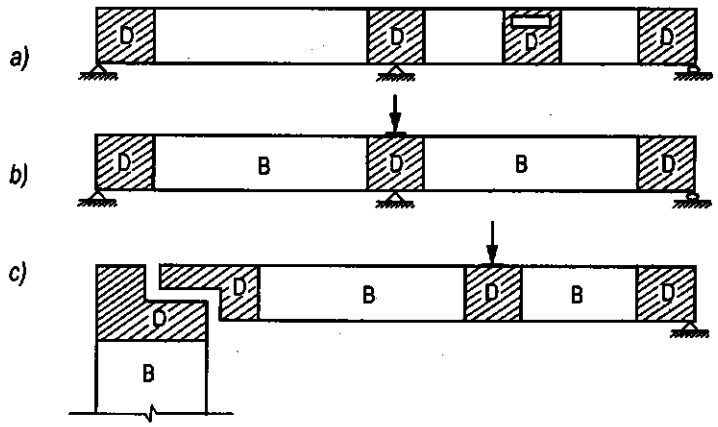
4.9.1 Phân vùng ứng suất biến dạng của các cấu kiện bê tông cốt thép

Thông thường, trong quá trình tính toán thiết kế, các cấu kiện bê tông cốt thép được phân loại thành các dạng cơ bản như cột, thanh, dầm, bản, ...và hệ kết cấu khung, dàn, ... theo các đặc điểm chịu lực và hình thức kết cấu của chúng.

Đối với từng cấu kiện cụ thể thì trạng thái ứng suất, biến dạng của các tiết diện cũng thay đổi tuỳ theo vị trí và phương thức chịu tải. Tuỳ theo tỷ lệ giữa chiều dài nhịp và chiều cao, dầm bê tông cốt thép chịu uốn có thể phân chia thành các vùng ứng suất B và D như sau:

- Vùng B là các vùng có trạng thái ứng suất tuân theo các giả thiết của dầm (Beam) về tiết diện chịu uốn, chủ yếu phần giữa nhịp chịu tác dụng của mô men uốn, lực cắt nhỏ hoặc bằng không. Tại các vùng này có thể vẫn tính toán thiết kế như với cấu kiện chịu uốn theo các tiêu chuẩn tính toán kết cấu bê tông cốt thép hiện hành.

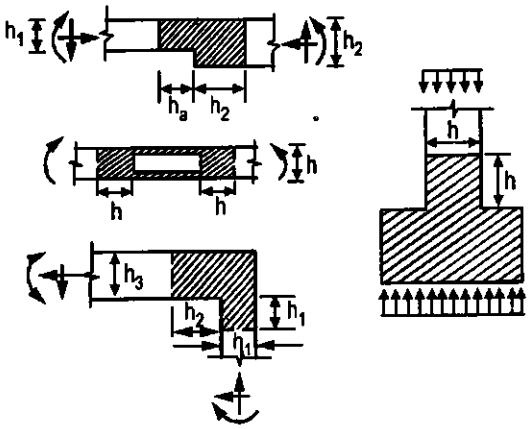
- Vùng D (Discontinuity zone) là vùng có trạng thái ứng suất phức tạp, thường xuất hiện tại các vùng mối nối, thay đổi đột ngột tiết diện, có lỗ khoét, gấp khúc hoặc tại các liên kết gối tựa và điểm đặt lực tập trung trên cấu kiện. Các vai cột, các mố đỡ và công xôn ngắn cũng thuộc các dạng kết cấu có vùng D (hình 4-8).



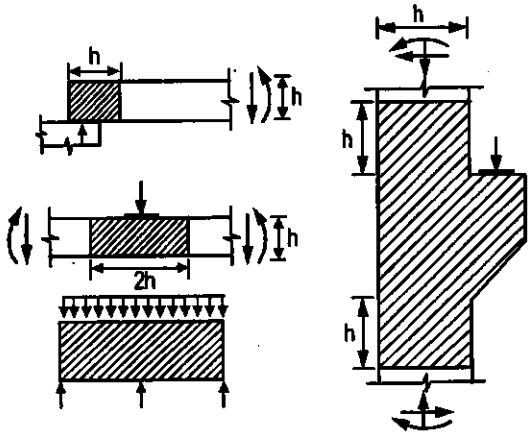
Hình 4-8: *Các vùng B và D của dầm bê tông*

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Theo kinh nghiệm thực tế, vùng D được xác định theo các kích thước hình học và điều kiện chịu lực như sau (hình 4-9 và 4-10).



Hình 4-9: Các vùng không liên tục hình học



Hình 4-10: Các vùng không liên tục về nội lực

4.9.2. Mô hình chống-giằng (strut and tie model)

Mô hình chống-giằng đã được nhiều tác giả nghiên cứu từ những năm 1920. Một trong những ưu điểm của mô hình này là thể hiện được những bộ phận chịu lực nén, kéo chủ yếu của kết cấu và người thiết kế có thể hình dung ra một cách cụ thể cơ cấu chịu lực của sơ đồ dùng trong tính toán. Các bộ phận chịu nén được thể hiện bằng các thanh chống, khu vực chịu kéo được thay bằng các thanh giằng. Hình 4-11 cho thấy các thanh chống và giằng được sử dụng để tạo nên một hệ dàn trong cấu kiện dầm bê tông cốt thép có tỷ lệ chiều cao lớn. Tải trọng tập trung tác dụng trên dầm sẽ gây ra các biến đổi trường ứng suất tại khu vực đặt lực và gối tựa và cũng tạo ra các vùng D như đã nói ở trên. Theo các quy trình thiết kế kết cấu bê tông cốt thép gần đây, các vùng D như trên sẽ được tính toán riêng biệt.

Với các dầm dài, ít ảnh hưởng của các vùng D không liên tục, có thể sử dụng mô hình chống-giằng cho các vùng B với các thanh kéo ngang theo phương cốt thép dọc và thanh đứng cho thép đai, các thanh chống nằm ngang ở vùng bê tông chịu nén và các thanh chống chéo góc trong các ô dàn tạo ra bởi các thanh chịu kéo. Phương của các góc nghiêng ứng suất nén chính trong thanh nén thay đổi từ 18° đến 65°. Trên cơ sở các lực xác định được từ mô hình dàn, sẽ tiến hành kiểm tra ứng suất trong bê tông và cốt thép, đặc biệt là các vùng neo thép dọc chịu lực.

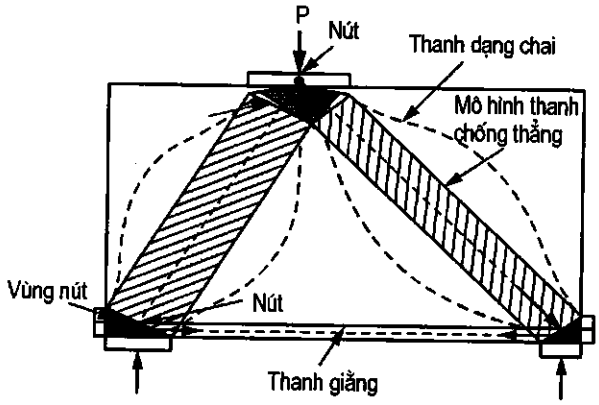
Trên cơ sở các nghiên cứu về luồng ứng suất hay quỹ đạo ứng suất chính nén và kéo trong các vùng D, người ta giả thiết hình thành các vùng chịu nén và chịu kéo với cơ cấu hình thành các cột chống và các thanh giằng. Cơ cấu hoạt động của hệ thanh này giống như hệ dàn phẳng hoặc dàn không gian hình thành bên trong các cấu kiện bê tông cốt thép (hình 4-11).

Để lựa chọn mô hình cho các vùng D, bước đầu tiên của việc tính toán là phác họa phương các quỹ đạo ứng suất chính trong cấu kiện bê tông cốt thép. Điều này cần có kinh nghiệm trong quá trình lựa chọn mô hình cho một cấu kiện cụ thể. Với một cấu kiện có thể có nhiều mô hình khác nhau được lựa chọn để tính toán và sẽ cho các kết quả khác nhau. Có

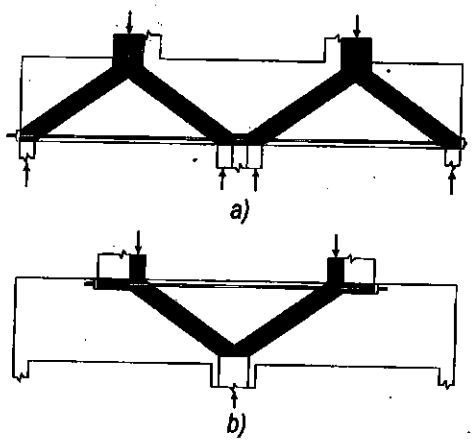
Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

thể dựa vào kết quả tính toán đàn hồi để đề xuất mô hình hợp lý nhưng cần chú ý rằng trường ứng suất sẽ thay đổi khi khe nứt xuất hiện trong kết cấu bê tông cốt thép.

Hình 4-11 mô tả mô hình chống-giằng cho dầm cao nhịp đơn giản, hình 4-12 cho thấy mô hình chống-giằng áp dụng cho thép chịu kéo và chịu nén của dầm tại giữa nhịp và mép biên chịu nén của dầm liên tục.



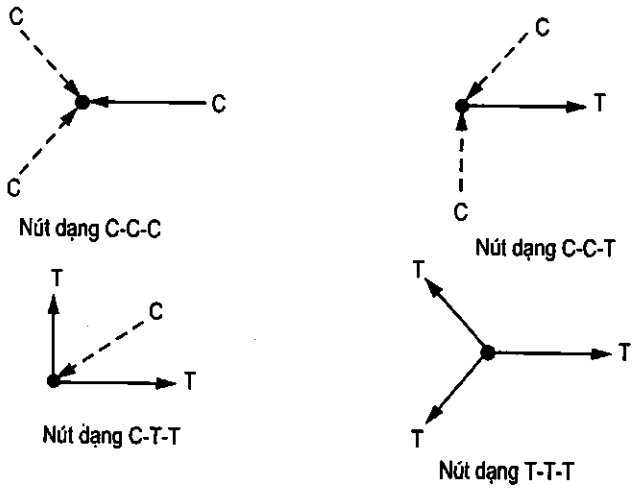
Hình 4-11: Mô hình chống-giằng trong dầm cao



Hình 4-12: Mô hình chống-giằng trong dầm liên tục

Trong các tài liệu năm 2001 của các tiểu ban tính toán kết cấu bê tông chịu lực cắt và mô men xoắn của ACI cũng đã đề cập đến những quan điểm mới trong thiết kế, trong đó có việc sử dụng mô hình chống - giằng cho các trường hợp chịu lực khác nhau.

Mô hình chống - giằng được nghiên cứu ứng dụng nhiều ở Đức và các nước châu Âu. Những kết quả nghiên cứu ứng dụng mô hình chống - giằng đã được ghi nhận và từng bước đưa vào tiêu chuẩn tính toán kết cấu bê tông cốt thép của ACI. Tiêu chuẩn ACI 318-2002 đã đưa mô hình này vào Phụ lục A của tiêu chuẩn để tham khảo và giới thiệu. Theo tiến trình dự kiến thì phải năm 2008 thì mô hình này sẽ được chính thức áp dụng trong tiêu chuẩn thiết kế của ACI.

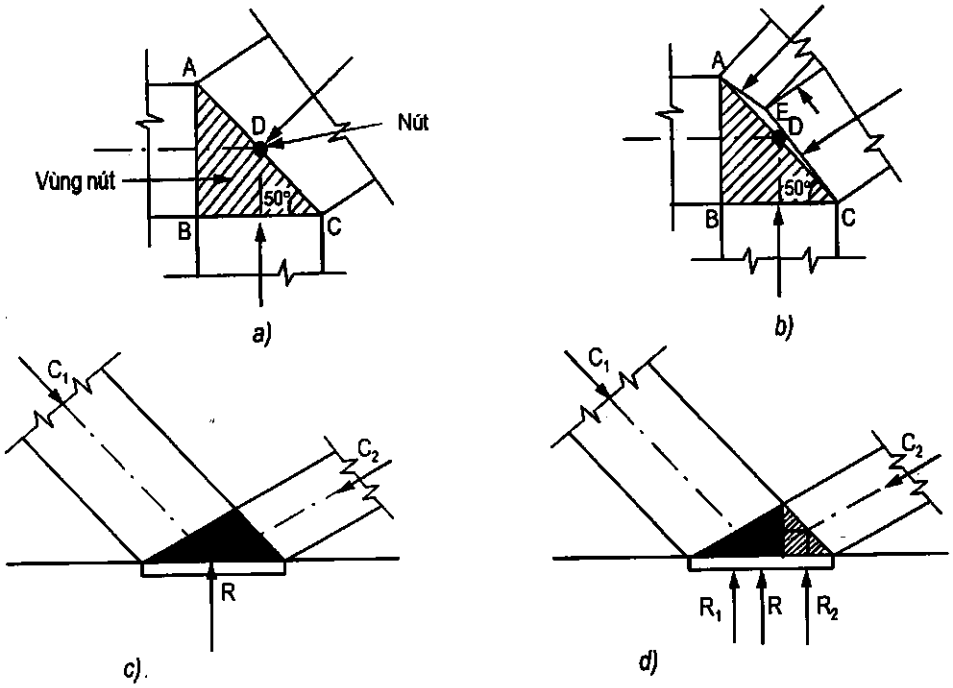


Hình 4-13: Các loại nút trong mô hình chống-giằng

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

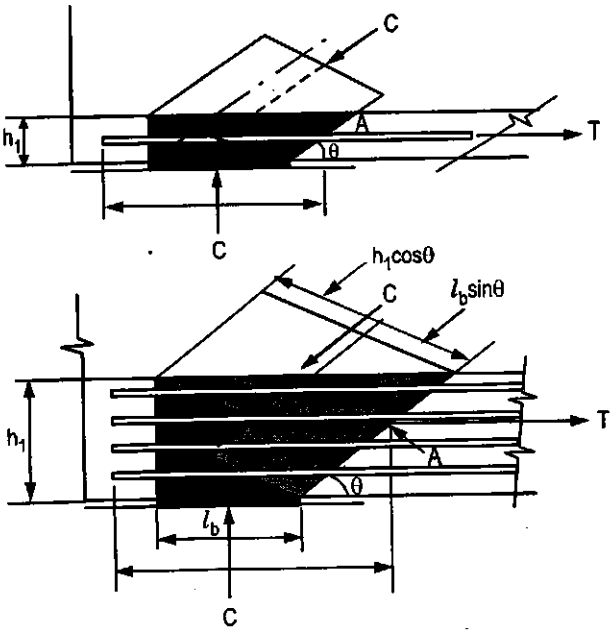
Hình 4-13 mô tả các loại nút trong mô hình chống-giằng. C là lực nút chịu nén (compression), T là lực nút chịu kéo (tension).

Các vùng chịu lực của nút được xác định theo các trục của các thanh chịu nén và kéo. Các khu vực này gọi là các nút "thuỷ tĩnh". Các lực nút được phân tích theo sơ đồ hình 4-14.



Hình 4-14: Phân tích các lực tại nút

Cấu tạo các nút tại các vùng không liên tục (đầu mút cấu kiện, dầm...) được mô tả trên hình 4-15.



Hình 4-15: Bố trí cấu tạo các nút

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

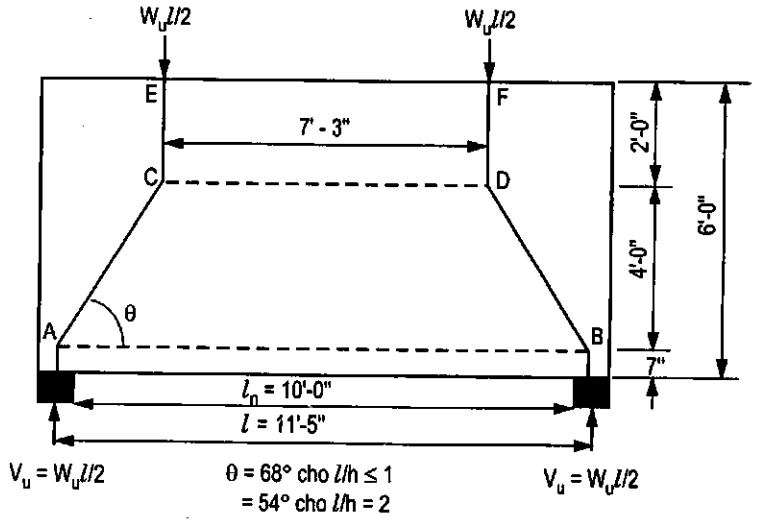
4.9.3. Các yêu cầu tính toán theo ACI 318-02

Để có thể tính toán thiết kế cho vùng D, cần thực hiện các bước sau:

1. Tách riêng vùng D từ cấu kiện đang xét;
2. Tính ứng suất tác dụng trên biên của vùng D và thay bằng các lực tác dụng trên mỗi biên riêng biệt.
3. Lựa chọn mô hình chống-giằng để "truyền" các lực qua môi trường vùng D.

Bước 2 và 3 nêu trên rất khó thực hiện với các kết cấu phức tạp để có thể đạt được mô hình hiệu quả và phản ánh đúng đắn sự làm việc của vùng D. Các nút sẽ chỉ bao gồm 3 lực tác dụng, vì thế mô hình sẽ không cho kết quả duy nhất đối với các lựa chọn khác nhau.

Góc nghiêng của các thanh trong mô hình không được chọn nhỏ hơn 25° để tránh không tương thích với thanh kéo quá dài và thanh chống quá ngắn (hình 4-16). Thường các mô hình dùng trong tính toán đã được đơn giản hoá, đảm bảo sự cân bằng của mô hình.



Hình 4-16: *Góc nghiêng của các thanh chống*

Các bước tính toán theo yêu cầu tiêu chuẩn ACI 318-02:

1. Điều kiện chịu lực tại nút:

$$\phi F_n \ge F_u \qquad (4\text{-}27)$$

trong đó:

F_n là khả năng chịu lực của thanh chống hoặc giằng hoặc vùng nút thuỷ tĩnh;

F_u là lực tác dụng tại thanh chống, giằng hoặc nút (đơn vị lực: lb).

ϕ là hệ số giảm độ bền có giá trị bằng 0,75 (tương tự như trường hợp lực cắt).

2. Khả năng chịu lực của thanh chống:

$$F_{ns} = f_{cu}A_c \qquad (4\text{-}28)$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

trong đó:

F_{ns} là khả năng chịu lực của thanh chống;

A_c là diện tích mặt cắt ngang hiệu quả tại đầu mút của thanh chống, tính theo phương vuông góc với trục thanh (đơn vị in^2)

f_{cu} là cường độ chịu nén hiệu quả của bê tông trong vùng thanh chống hoặc vùng nút, f_{cu} được tính toán theo biểu thức sau:

$$f_{cu} = 0{,}85\beta_s f'_c \qquad (4\text{-}29)$$

trong đó:

β_s lấy giá trị bằng 1,0 với thanh chống có tiết diện đều nhau;

β_s lấy giá trị bằng 0,75 với thanh chống có cốt thép chịu kéo cắt ngang;

β_s lấy giá trị bằng 0,40 với thanh chống trong cấu kiện chịu kéo và cánh bản chịu kéo;

β_s lấy giá trị bằng 0,60 trong các trường hợp khác.

3. Tính toán cốt thép dọc:

$$F_{ns} = f_{cu}A_c + A'_s f'_s \qquad (4\text{-}30)$$

trong đó:

A'_s là diện tích cốt thép chịu nén trong thanh chống (in^2);

f'_s là ứng suất trong cốt thép chịu nén.

4. Khả năng chịu lực của thanh giằng:

$$F_{nt} = A_{st}f_y + A_{ps}\left(f_{pe} + \Delta f_{ps}\right) \qquad (4\text{-}31)$$

trong đó:

F_{nt} là cường độ của thanh kéo (giằng);

A_{st} là diện tích cốt thép trong thanh giằng chịu kéo;

A_{ps} là diện tích thép ứng suất trước trong thanh giằng;

f_{pe} là ứng suất hiệu quả trong thép căng ứng suất trước (sau tổn hao căng thép);

Δf_{ps} là số gia của ứng suất căng thép tính theo tải trọng tiêu chuẩn;

$(f_{pe} + \Delta f_{ps})$ không được vượt quá f_{py} (f_{py} là cường độ của thép căng ứng suất trước).

Khi không có thép căng ứng suất trước thì $A_{ps} = 0$, phương trình (4-31) sẽ trở thành:

$$h_{t,max} = F_{nt}/f_{cu} \qquad (4\text{-}32)$$

trong đó: $h_{t,max}$ là chiều cao hiệu quả của vùng bê tông neo các thanh chịu kéo.

Nếu các thanh thép chịu kéo nằm cùng một lớp thì chiều cao $h_{t,max}$ có thể lấy bằng đường kính các thanh thép cộng với 2 lần lớp bảo vệ cốt thép. Các thanh thép phải được neo theo đúng yêu cầu bằng các loại neo dùng cho thép ứng suất trước căng sau.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

5. Khả năng chịu lực của vùng nút:

$$F_{nn} \le f_{cu}A_n \qquad (4\text{-}33)$$

trong đó:

F_{nn} là khả năng chịu lực của một mặt ở vùng nút;

A_n là diện tích một mặt hoặc tiết diện của vùng nút.

6. Giới hạn cường độ chịu nén của bê tông trong vùng nút:

Khi tính toán các bề mặt nút, ngoại trừ các trường hợp cốt thép được bố trí trong vùng nút và có các thí nghiệm, phân tích ảnh hưởng đến cường độ của bê tông trong vùng nút, cường độ của bê tông được xác định theo điều kiện giới hạn sau đây:

$$f_{cu} = 0{,}85\beta_n f'_c \qquad (4\text{-}34)$$

trong đó:

β_n lấy giá trị bằng 1,0 với vùng nút giới hạn bởi các thanh chống và ứng suất bề mặt khác;

β_n lấy giá trị bằng 0,80 với vùng nút có neo một thanh giằng;

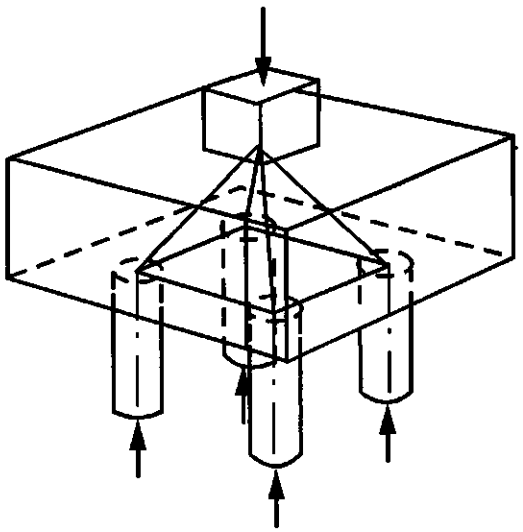
β_n lấy giá trị bằng 0,60 với vùng nút có neo 2 thanh giằng trở lên;

4.9.4. Hướng nghiên cứu phát triển và ứng dụng

Tuy mô hình này không phải là công cụ hữu hiệu trong mọi trường hợp, nhưng nó mở ra một hướng nghiên cứu theo hướng mô hình hoá cơ cấu làm việc của các cấu kiện bê tông cốt thép, gắn chặt hơn nữa việc ứng dụng các kiến thức của cơ học vật rắn biến dạng cũng như các công cụ tính toán kết cấu trong tính toán thiết kế các kết cấu bê tông cốt thép, kết hợp các phương pháp số rất hữu hiệu như phương pháp phần tử hữu hạn để nghiên cứu trạng thái ứng suất của các vùng không liên tục D.

Thông qua các nghiên cứu đó, có thể kiểm định lại các giả thiết về sự hình thành các cột chống và thanh giằng cũng như đề xuất một mô hình cho một dạng kết cấu mới phù hợp với trường ứng suất thực tế của cấu kiện. Khả năng tính toán của các chương trình máy tính cũng cho phép đề xuất các mô hình chống-giằng phức tạp hơn, thể hiện chi tiết hơn cơ cấu làm việc của các vùng D.

Mô hình chống-giằng cũng có khả năng ứng dụng rộng rãi cho các kết cấu công trình phức tạp trong công trình thuỷ lợi, giao thông, ... Đây là công cụ mới cho các nhà thiết kế kết cấu bê tông cốt thép giải quyết các vấn đề còn tồn tại, đảm bảo mức độ tính toán chính xác và an toàn hơn cho các bộ phận "không liên tục" của công trình.



***Hình 4-17:** Mô hình không gian cho bệ cọc*

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Hướng nghiên cứu phát triển đối với các bài toán không gian hiện đang được tiến hành và hoàn thiện để có thể áp dụng cho các công trình đòi hỏi chi tiết hơn về tính toán thiết kế. Bài toán bệ cọc là một ví dụ của bài toán không gian chịu lực cục bộ và có trạng thái ứng suất phức tạp cũng như các bộ phận gối đỡ cửa van phẳng, van hình cung trong công trình thuỷ lợi, các công trình trụ cầu, bến cảng, ... (hình 4-17).

Việc đánh giá đúng đắn trạng thái làm việc của các bộ phận kết cấu thuộc vùng D, tính toán chính xác và bố trí cốt thép hợp lí sẽ góp phần giảm các sự cố phá hỏng cục bộ, dẫn đến hư hỏng toàn bộ công trình như các sự cố đã từng xảy ra với các công trình xây dựng ở nước ta và trên thế giới.

4.9.5. Ví dụ tính toán

Ví dụ 4.9: Tính toán cốt thép cho dầm cao theo mô hình chống-giằng

Các số liệu tương tự ví dụ (4-6): Dầm đơn giản có nhịp l_n = 10 ft chịu tải trọng phân bố đều 81.000 lb/ft ở phía trên đỉnh dầm. Chiều cao dầm h = 6 ft (72 in), bề rộng b = 20 in. Cốt thép dọc chịu lực đã có A_s là 8,0 in^2. Cường độ bê tông f'_c = 4.000 psi, cường độ thép f_y = 60.000 psi.

Tính toán kiểm tra theo mô hình chống-giằng.

Lời giải:

1. Lựa chọn mô hình hệ thanh:

Tải trọng phân bố đều trên dầm được phân chia thành 2 lực tập trung, hoặc 4 lực chi tiết hơn như hình 4-19. Các thanh trong mô hình được lựa chọn theo quỹ đạo ứng suất chính của dầm.

Tỷ số l/h = 10/6 = 1,67 < 2,5 do đó thuộc trường hợp dầm cao.

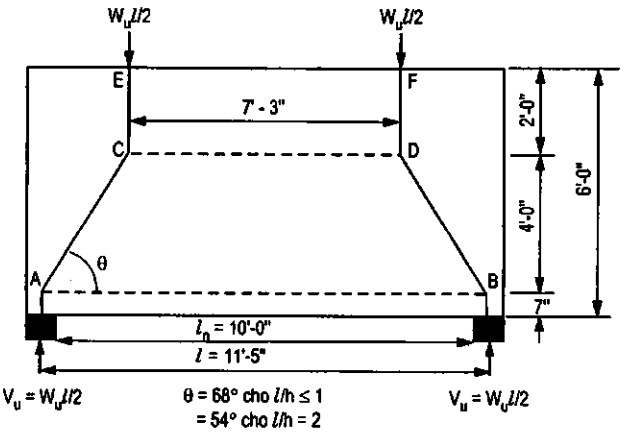
Góc nghiêng các thanh chọn bằng θ = 68° cho trường hợp l/h <1,0 và góc nghiêng chọn θ = 54° đối với trường hợp l/h = 2,0.

Trường hợp này, góc nghiêng được xác định theo nội suy sau đây:

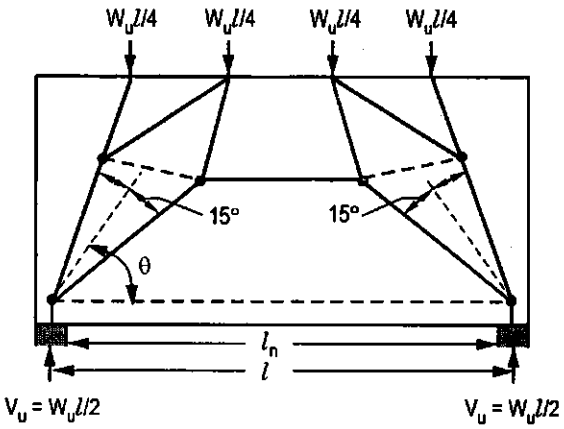
$$\theta = 68-(68-54)(1{,}67-1) = 58{,}62°$$

- Giả thiết khoảng cách giữa các gối tựa bằng 11ft 5 in.

- Giả thiết lớp bảo vệ cốt thép chịu kéo bằng 7 in.



***Hình 4-18:** Mô hình chống - giằng trong ví dụ 4.9*



***Hình 4-19:** Mô hình chống - giằng chi tiết*

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Khoảng cách thẳng đứng của nút C trên hình (4-16) đến thép chịu kéo là: 2h/3 = 4 ft.

- Chiều dài CD (hình 4-16) bằng:

$$11\text{ft } 5\text{in} - 2(4 \text{ ft } 7\text{in}/12)\text{cotg}58{,}62^\circ = 7{,}25 \text{ ft.}$$

Cường độ lực phân bố như ví dụ dầm cao w = 131.400 lb/ft. Lực tác dụng P_u tại nút có giá trị như sau:

$$P_u = \frac{w_u l}{2} = \frac{131.400(10)}{2} = 657.000 \text{ lb}$$

Khả năng chịu lực của nút V_n: $$V_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{657.000}{0{,}75} = 876.000 \text{ lb}$$

Lực nén trong các thanh EC và FD cũng bằng 876.000 lb.

2. Tính toán cốt thép phân bố thẳng đứng:

Bố trí thép đai thẳng đứng #5 có diện tích A_v hai bên thành là:

$$A_v = 2\ (0{,}305) = 0{,}61 \text{ in}^2/\text{đai.}$$

Lực do mỗi vòng thép đai (thép phân bố) chịu được:

$$0{,}61(60.000) = 36.600 \text{ lb.}$$

Số thanh thép phân bố thẳng đứng bằng: 876.000/36.600 = 23,9 thanh.

Khoảng cách bố trí các thanh thép thẳng đứng:

$$11(12)/23{,}9 = 5{,}52 \text{ in (hệ số 12 đổi ft thành đơn vị in).}$$

Như vậy dùng thép #5 với khoảng cách 5,5 in. Nếu dùng thép số 6 thì khoảng cách sẽ là 8 in ở mỗi bên thành của dầm cao.

3. Các thành phần lực thẳng đứng và nằm ngang trong các thanh của mô hình:

Lực nén trong các thanh của mô hình được tính toán theo phương pháp tách nút dàn thông thường. Các hàm sin và cos của góc nghiêng được giả thiết là 58,62 độ. Phân tích các lực tập trung tại nút C của mô hình, nhận được các kết quả sau đây:

Thanh CA có nội lực bằng 1.026.082 lb tại nút C (C-C-C) có 3 lực nén đồng quy;

Thanh AB có lực kéo bằng 534.293 lb tại nút A (C-C-T) có 3 lực đồng quy, phản lực tại gối tựa đã biết.

Trong trường hợp các thanh chống chịu nén được phân chia chi tiết hơn thì nội lực trong các thanh chịu nén và kéo đều giảm đi, lượng thép bố trí sẽ ít hơn và gần với việc bố trí thép như trong ví dụ 4-6 (hình 4-19).

4. Tính toán cốt thép phân bố phương ngang theo chiều cao dầm:

Thép phân bố theo phương ngang không cần thiết phải bố trí theo yêu cầu các thanh trong mô hình, nhưng để đảm bảo khả năng chống nứt, tiêu chuẩn ACI 318 yêu cầu bố trí cấu tạo $A_{vh} \geq 0{,}0025\ b_w s_h$ tương tự như trong ví dụ (4-6).

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Giả thiết khoảng cách theo phương đứng là 12 in;
- Diện tích thép tối thiểu $A_{vh} = 0,0025(20)(12) = 0,60\ in^2$.
- Bố trí thép #5 với khoảng cách 12 in ở cả hai thành bên dầm.

5. Khả năng chịu lực của các thanh chống:

- Cường độ bê tông của thanh chống tính toán theo (4-29):

$$f_{cu} = 0,85\beta_s f'_c$$

Hệ số β_s được chọn bằng 0,75: $f_{cu} = 0,85(0,75)(4.000) = 2.550$ psi

- Khả năng chịu lực theo yêu cầu của các thanh CA và DB là 1.026.082 lb (như đã tính ở trên).
- Từ phương trình (4-28):

$$F_{ns} = f_{cu}A_c \text{ hoặc } 1.026.082 = 2.550\ A_c, \text{ suy ra } A_c = 402\ in^2.$$

- Bề rộng thanh CA và DB tính bằng 402/20 = 20,1 in: nằm trong diện tích dầm cao cho phép, thoả mãn điều kiện chịu nén của các thanh chống.

6. Khả năng chịu lực của các thanh giằng:

- Yêu cầu khả năng chịu lực của thanh giằng AB là $F_{nt} = 534.293$ lb (đã tính ở trên).
- Từ phương trình (4-31): $F_{nt} = A_{st}f_y + A_{ps}(f_{pe} + \Delta f_{ps})$ (không có thép căng ứng suất trước), nên ta có: $534.293 = A_{st}(60.000)$, suy ra $A_{st} = 8,9\ in^2$
- Dùng cốt thép số 10, với khoảng cách bằng 8,9/1,27 = 7 thanh (thép số 10 có diện tích 1 thanh bằng 1,27 in^2).
- Bố trí thực tế 8 thanh thép số 10 trong 4 lớp, mỗi lớp 2 thanh cách nhau theo chiều cao 3 in. Chiều dày lớp bảo vệ thực tế là:

$$d_c = 2,15 + 3 + 1,5 = 7 \text{ in (như giả thiết).}$$

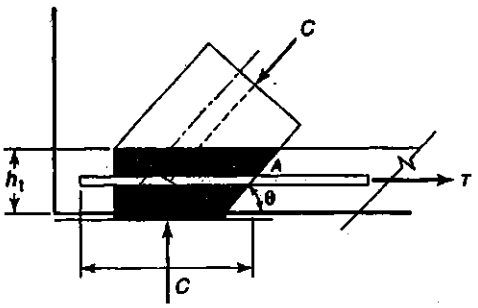
- Chiều cao của phần bê tông chứa các thanh giằng chịu kéo tính theo (4-32):

$$h_{t,max} = F_{nt}/f_{cu} = 534.293/2.550 = 210 \text{ in}$$

- Thực tế chiều cao bố trí các thanh thép trong vùng bê tông của thanh giằng là: 2,15 + 3 + 3 + 3 + 2,15 = 13,3 lấy tròn là 14 in, thoả mãn điều kiện trên.

7. Kiểm tra khả năng chịu lực của vùng nút:

Theo phương trình (4-33): $F_{nn} = f_{cu}A_n$, cường độ cho phép tối đa của bê tông trong vùng nút của mô hình chống giằng có từ 2 thanh giằng chịu kéo trở lên tính theo công thức (4-34):



Hình 4-20: *Kích thước và diện tích vùng nút*

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$f_{cu} = 0{,}85\beta_n f'_c$, trong đó $\beta_n = 0{,}60$, ta có: $f_{cu} = 0{,}85(0{,}60)(4.000) = 2.040$ psi

Diện tích bề mặt vùng nút vuông góc với CA là:

$20(14/\cos\theta) = 20\ (14)/0{,}521 = 537\ in^2$ (chiều dày của dầm là 20 in)

Kiểm tra theo (4-33):

$F_{nn} < f_{cu}A_n$; trong đó $F_{nn} = 1.026.082$ lb là lực trong thanh chống CA)

$F_{nn} = 1.026.082$ lb $< f_{cu}A_n = 2.040\ (537) = 1.095.480$ lb : đảm bảo.

Như vậy, ứng suất trong bê tông vùng nút sẽ nhỏ hơn ứng suất cho phép tính theo (4-34), do đó vùng nút sẽ đảm bảo khả năng chịu lực trên các mặt khác.

Mô hình chống-giằng chi tiết hơn (4-19) cho kết quả thép theo phương ngang ít hơn một chút. Các nguyên tắc tính toán như trên vẫn được áp dụng cho bất cứ mô hình nào khác.

So sánh với kết quả tính toán trong ví dụ (4-6), các kết quả tính theo mô hình chống-giằng không thay đổi nhiều. Điều đó có thể điều chỉnh do sai khác của việc lựa chọn mô hình theo các phương của quỹ đạo ứng suất khác nhau.

Tóm lại: Việc áp dụng mô hình chống-giằng cho các vùng không liên tục của cấu kiện bê tông cốt thép là một giải pháp tốt cho các trường hợp cần phân tích, bố trí thép hợp lý cho những vùng không tuân theo quy luật ứng suất uốn, nén thuần tuý. Việc kết hợp với phương pháp phần tử hữu hạn để xác định chính xác quỹ đạo ứng suất và trên cơ sở đó lựa chọn được một mô hình phản ánh đúng đắn sự làm việc của các vùng D của cấu kiện.

Hiện nay một phương pháp mới (Stringer - Panel Method) tạm gọi là "phương pháp khung chèn tấm" đang được nghiên cứu áp dụng cho kết cấu bê tông cốt thép. Phương pháp này có thể xem như là giải pháp trung gian giữa mô hình chống-giằng và phương pháp phần tử hữu hạn.

- So với mô hình chống-giằng, phương pháp "khung chèn tấm" có một số ưu điểm như sau:

Mô hình chống-giằng của các bài toán tấm tường lớn sẽ phức tạp hơn nhiều so với phương pháp "khung chèn tấm";

Một mô hình "khung chèn tấm" có thể giải cho nhiều trường hợp tải trọng khác nhau;

Không cần phải lựa chọn nhiều khi vẽ sơ đồ tính toán như khi áp dụng mô hình chống-giằng.

- So với phương pháp phần tử hữu hạn thì phương pháp này có ưu điểm như sau:

Lượng cốt thép cần thiết ít hơn so với giải bằng phương pháp phần tử hữu hạn vì sử dụng cánh tay đòn lớn hơn đối với cốt thép;

Mô hình sẽ dễ dàng tính toán trên máy tính thông thường và cho kết quả nhanh hơn;

Người thiết kế và sử dụng không cần phải có những hiểu biết sâu như khi áp dụng phương pháp phần tử hữu hạn.

Thông tin tham khảo về phương pháp tính mới này có thể tìm thấy ở địa chỉ trang web sau: http://www.mechanics.citg.tudelft.nl/spancad/spm.html

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

5

TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU MÔ MEN XOẮN

5.1. Nguyên lý tính toán

Mô men xoắn xuất hiện trong các cấu kiện bê tông đổ liền khối khi các tải trọng tác động lệch tâm với trục dọc của cấu kiện. Đầu mút dầm panel sàn, dầm chịu lực một phía, dầm bao quanh sàn, các mái hiên công xôn đổ liền dầm và cột, hoặc cầu thang có một bên gắn vào tường, v.v. là những ví dụ về cấu kiện chịu mô men xoắn.

Các mô men xoắn sẽ gây nên ứng suất cắt trong tiết diện tăng thêm và kéo theo sự xuất hiện các khe nứt trong quá trình sử dụng nếu không tính toán bố trí cốt thép chịu các mô men xoắn này. Sự phá hỏng của kết cấu do mô men xoắn không nghiêm trọng đối với các cấu kiện bê tông, nhưng để đảm bảo sự làm việc bình thường cũng cần phải tính toán bố trí một cách hợp lý cốt thép chịu xoắn cho các cấu kiện bê tông cốt thép.

Thông thường các tiết diện của cấu kiện chịu xoắn là hình chữ nhật và được nghiên cứu tính toán theo các lý thuyết đàn hồi. Phần lớn cấu kiện chữ nhật này có cánh bản liền với dầm tạo nên tiết diện chữ T hoặc L. Tiết diện tròn ít gặp trong các cấu kiện chịu xoắn, nhưng cũng được quan tâm xem xét, tính toán bố trí cốt thép chịu xoắn.

Ứng suất cắt sẽ bằng biến dạng trượt khi chịu xoắn nhân với mô đun chống cắt (xoắn) của tiết diện tròn. Trong trường hợp chịu uốn đồng thời, ứng suất sẽ tỷ lệ với khoảng cách từ trục trung hoà (tức là từ trọng tâm của tiết diện tròn) và đạt giá trị lớn nhất (max) ở các mép biên ngoài cùng của tiết diện.

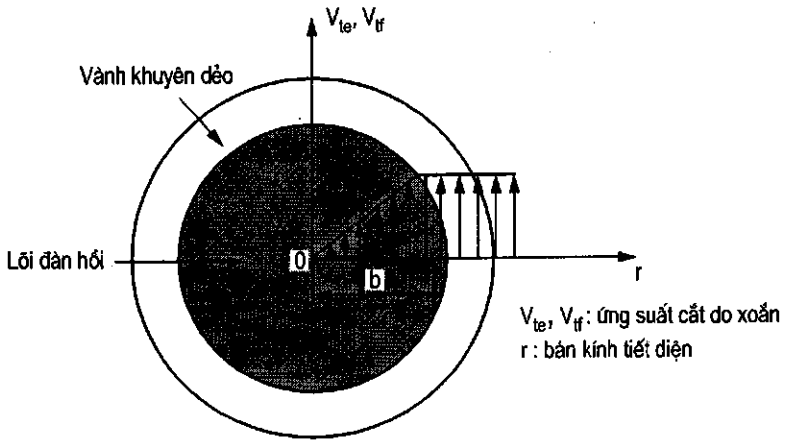
Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Nếu r là bán kính của tiết diện tròn, $J = \pi r^4/2$ là mô men quán tính cực của tiết diện, v_{te} là ứng suất cắt do mô men xoắn T_e tác dụng sẽ được tính toán theo biểu thức sau:

$$v_{te} = \frac{T_e r}{J} \qquad (5\text{-}1)$$

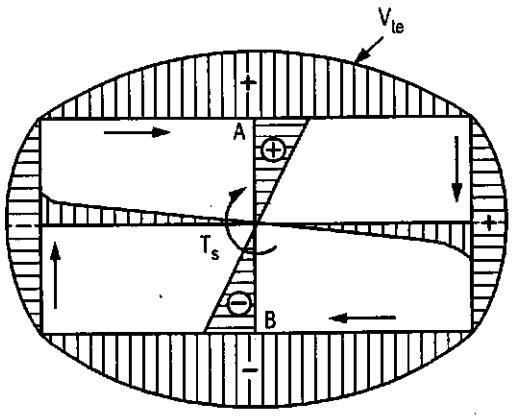
Khi biến dạng xảy ra trong mặt cắt ống tròn, trục của hình trụ tròn được giả thiết vẫn thẳng theo bán kính tiết diện (không bị vênh, cong), các góc xoay đều bằng nhau trên trục tiết diện. Khi tiết diện bắt đầu chảy dẻo, ứng suất vành ngoài sẽ là hằng số trong khi ứng suất ở lõi tiết diện vẫn còn đàn hồi. Khi toàn bộ tiết diện đã chảy dẻo, (b = 0) thì ứng suất cắt v_{tf} là phi tuyến (f là kí hiệu của failure) do mô men xoắn đạt giá trị cực hạn T_p:

$$v_{tf} = \frac{3}{4}\frac{T_p r}{J} \qquad (5\text{-}2)$$



Hình 5-1: *Ứng suất trên tiết diện tròn*

Trong các tiết diện chữ nhật, bài toán xoắn phức tạp hơn. Tiết diện phẳng của cấu kiện bị vênh cong khi chịu tác dụng của mô men xoắn. Ứng suất cắt của tiết diện chữ nhật có giá trị bằng không tại tâm tiết diện và đạt giá trị lớn nhất tại điểm giữa các cạnh (hình 5-2).



Hình 5-2: *Ứng suất trên tiết diện chữ nhật*

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Ứng suất cắt do mô men xoắn lớn nhất xảy ra ở giữa cạnh lớn của tiết diện chữ nhật (điểm A, B). Mặt khác, do tính chất không đồng chất và đẳng hướng của bê tông, nên việc thiết lập công thức chính xác dựa trên các công thức như (5-1), (5-2) là rất khó khăn.

Hơn 60 năm qua, việc tính toán xoắn của cấu kiện bê tông cốt thép vẫn dựa trên lý thuyết đàn hồi cổ điển và kết hợp với lý thuyết của St. Vernant hoặc lý thuyết dẻo của Nadai. Các lý thuyết trên đều áp dụng cho cấu kiện chịu xoắn thuần tuý. Nhưng thực nghiệm cho thấy lý thuyết đàn hồi không hoàn toàn phù hợp với trạng thái ứng suất trong bê tông ngay cả khi chịu xoắn thuần tuý. Lý thuyết dẻo phù hợp hơn với các ứng xử của vật liệu bê tông.

Do vậy, hầu hết các nghiên cứu về xoắn ứng dụng cho bê tông và bê tông cốt thép đều đi theo hướng này.

5.2. Xoắn thuần tuý trong cấu kiện bê tông

5.2.1. Xoắn trong vật liệu đàn hồi

Ứng suất cắt do xoắn lớn nhất xuất hiện ở điểm A và B trên cạnh tiết diện chữ nhật. Nếu δ là chuyển vị lớn nhất của lớp biên theo phương tiếp tuyến tại A thì theo lý thuyết của St. Vernant:

$$\delta = b^2 G\theta \qquad (5\text{-}3)$$

trong đó:

G là mô đun chống xoắn;

θ là góc xoắn;

b là bề rộng tiết diện chữ nhật (khoảng cách AB).

Nhưng $v_{t(max)}$ lại tỷ lệ với góc nghiêng tiếp tuyến, do đó:

$$v_{t(max)} = k_1 bG\theta \qquad (5\text{-}4)$$

trong đó: k_1 là hằng số.

T_e là mô men xoắn, tỷ lệ với 2 lần diện tích tiết diện và được tính theo biểu thức sau:

$$T_e = 2\left(\frac{2}{3}\delta bh\right) = k_2 \delta bh \qquad (5\text{-}5)$$

hoặc:

$$T_e = k_3 b^3 hG\theta \qquad (5\text{-}6)$$

Từ (5-5) và (5-6), ta có:

$$v_{t(max)} = \frac{T_e b}{kb^3 h} \approx \frac{T_e b}{J_1} \qquad (5\text{-}7)$$

Phần kb^3h trong (5-7) tương ứng với mô men quán tính cực của tiết diện. So sánh (5-7) với (5-1) của tiết diện tròn, ta thấy có dạng tương tự giữa 2 biểu thức trên trừ hệ số k trong biểu thức đối với tiết diện chữ nhật.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Phương trình (5-7) có thể viết dưới dạng đơn giản hơn:

$$v_{t(max)} = \frac{T_e}{kb^2h} \qquad (5\text{-}8)$$

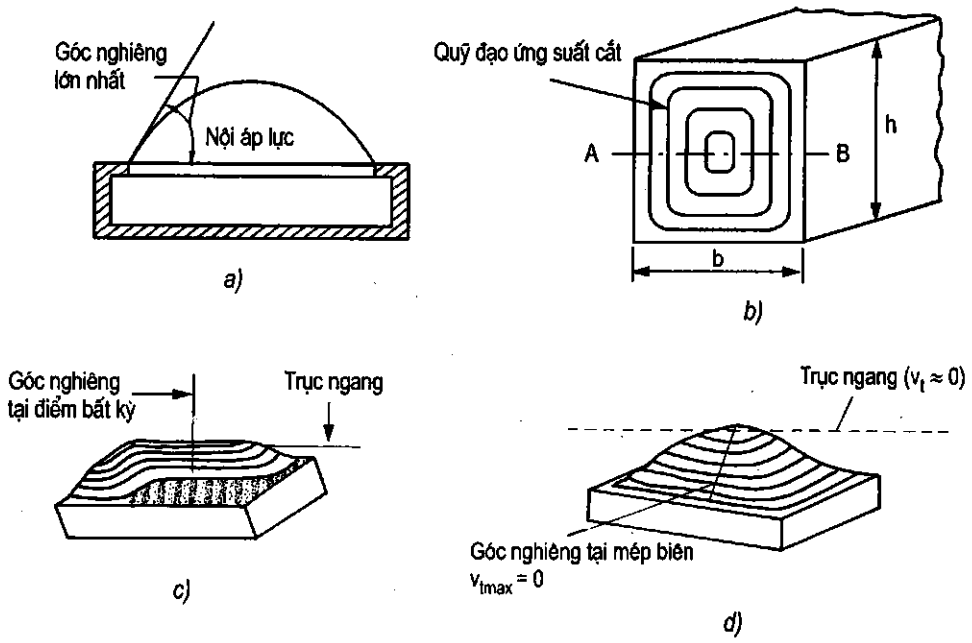
Có thể biểu diễn ứng suất này cho các điểm bên trong tiết diện như là hình chữ nhật đồng tâm có các cạnh x và y trong đó x là cạnh ngắn:

$$v_{t(max)} = \frac{T_e}{kx^2y} \qquad (5\text{-}9)$$

5.2.2. Xoắn trong vật liệu dẻo

Như đã nói ở trên, lý thuyết dẻo phù hợp hơn với các vật liệu dòn như bê tông khi chịu xoắn thuần tuý. Mô men xoắn cũng tỷ lệ 2 lần với thể tích của phần mặt cong theo lý thuyết này. Ứng suất lớn nhất tỷ lệ với góc nghiêng của bề mặt cong (dạng đống cát).

Mô men xoắn T_p tỷ lệ với 2 lần thể tích của khối "đống cát" có đáy là hình chữ nhật. Lý thuyết "đống cát" cũng được áp dụng cụ thể cho các tiết diện dạng chữ T và L (hình 5-3).



***Hình 5-3:** Mặt cong của mô men xoắn T_e*

5.2.3. Lý thuyết uốn xiên

Lý thuyết uốn xiên nghiên cứu chi tiết biến dạng bê tông trong các tiết diện chịu tác dụng xoắn dọc theo trục dầm. Các thí nghiệm của nhiều nhà nghiên cứu vấn đề này cho thấy lý thuyết uốn xiên đang được áp dụng rất phổ biến.

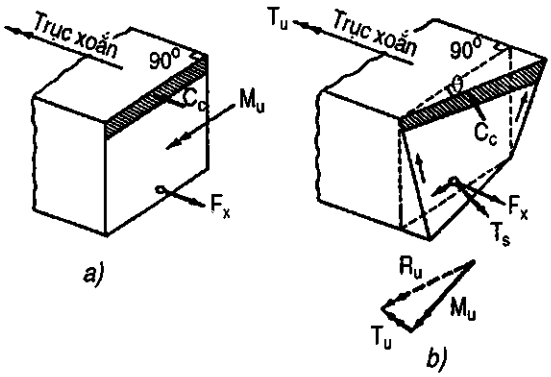
Lý thuyết này cũng được dùng làm cơ sở cho tiêu chuẩn của ACI từ năm 1989 về tính toán xoắn cho kết cấu bê tông. Trong phần này chỉ đề cập một cách ngắn gọn những điểm cơ bản của lý thuyết uốn xiên.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Bề mặt phá hoại của tiết diện ngang dầm do mô men uốn M_u vẫn giữ nguyên trạng thái phẳng sau khi uốn (hình 5-4). Nếu mô men xoắn T_u cũng tác dụng vượt quá khả năng chịu lực của mặt cắt, khe nứt sẽ xuất hiện trên cả 3 mặt của mặt cắt ngang dầm và ứng suất nén sẽ tác dụng trên cạnh thứ 4 dọc theo dầm.

Khi cấu kiện đạt trạng thái giới hạn phá hoại, mặt phá hoại xiên xuất hiện do tác dụng kết hợp giữa mô men xoắn T_u và mô men uốn M_u.

Trục trung hoà của bề mặt xiên và phần bê tông chịu nén sẽ không còn phẳng nữa mà bị vênh (xoắn) đi một góc θ so với mặt phẳng ban đầu (hình 5-4).



***Hình 5-4:** Tiết diện phẳng và xoắn (bị vênh).*

Trước khi nứt, các thanh thép dọc và thép đai không có tác dụng gì đáng kể vào việc tăng độ cứng chống xoắn của tiết diện. Sau khi bê tông bị nứt, độ cứng của tiết diện giảm đi nhưng khả năng chống xoắn lại tăng lên đáng kể, phụ thuộc vào số lượng và sự tham gia chịu lực của thép dọc và thép đai kín. Cần chú ý rằng cường độ chịu xoắn tăng thêm chỉ có thể vượt quá khả năng chịu lực của bê tông khi thép dọc và đai được bố trí trong dầm.

Lý thuyết uốn xiên lý tưởng hoá vùng bê tông chịu nén có chiều cao không đổi và giả thiết rằng các khe nứt trên 3 mặt của tiết diện sẽ thay đổi không đều theo cốt đai bố trí ở từng mặt chịu lực kéo tại khe nứt và cốt dọc chịu lực cắt cùng với bê tông. Hình (5-5) chỉ ra các lực tác dụng trên mặt uốn xiên.

Đa giác lực trên hình (5-5) gồm lực chống cắt của bê tông F_c; lực T_c do thép dọc tác dụng ở vùng nén, và C_c là hợp lực của bê tông vùng nén. Mô men xoắn T_c của lực F_c tạo ra bởi vùng ứng suất nén trên hình (5-5):

$$T_c = \frac{F_c}{\cos 45} x \text{ (cánh tay đòn của } F_y) \qquad (5\text{-}10a)$$

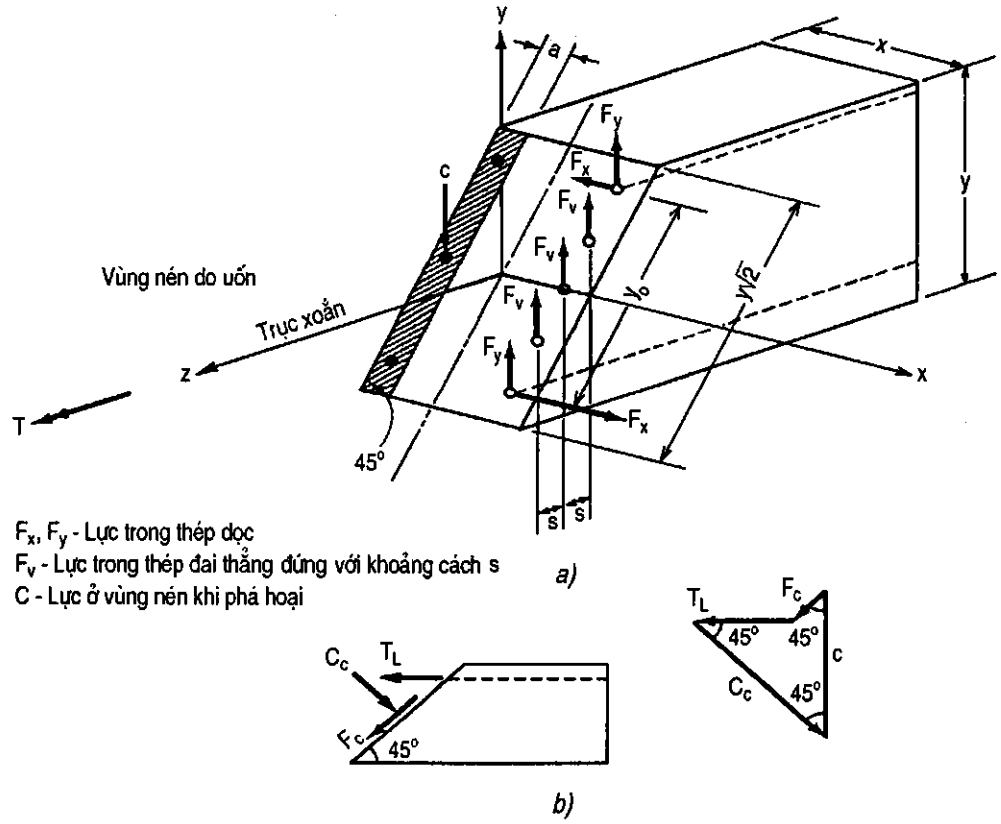
hoặc:

$$T_c = \sqrt{2} F_c (0{,}8x) \qquad (5\text{-}10b)$$

trong đó: x là cạnh ngắn của tiết diện dầm. Các thí nghiệm đã đưa đến biểu thức sau:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$$T_c = \frac{2,4}{\sqrt{x}} x^2 y \sqrt{f_c'} \qquad (5\text{-}10c)$$



Hình 5-5: Lực tác dụng trong uốn xiên

5.3. Cấu kiện bê tông cốt thép chịu xoắn

Mô men xoắn thường xuất hiện trong cấu kiện cùng với mô men uốn và lực cắt. Ở phần trên đã đề cập đến khả năng tham gia chịu lực của bê tông trong trường hợp chịu đồng thời mô men xoắn, lực dọc trục, lực cắt hoặc mô men uốn. Khi cấu kiện chịu đồng thời các lực nói trên, khả năng chống xoắn của bê tông giảm đi so với trường hợp chịu xoắn thuần tuý. Do đó thép chịu xoắn cần được bố trí để có đủ khả năng chịu lực khi mô men xoắn tác dụng vượt quá khả năng chịu lực của bê tông.

Nếu: T_n là khả năng chống xoắn của tiết diện bao gồm cả cốt thép;

T_c là khả năng chống xoắn của bê tông không thép;

T_s là khả năng chống xoắn của cốt thép; thì:

$$T_n = T_c + T_s \qquad (5\text{-}11)$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

T_c được bỏ qua trong trường hợp đơn giản tính toán và lúc đó tất cả mô men xoắn sẽ do thép dọc và thép đai kín chịu.

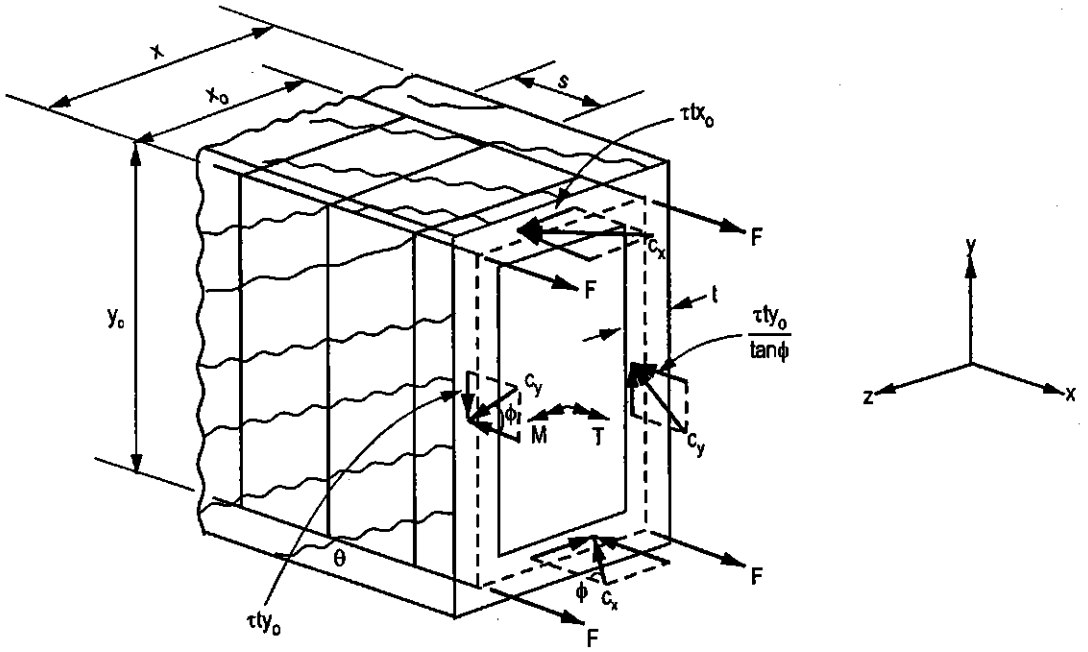
Để xem xét sự tham gia chịu mô men xoắn của các loại thép nêu trên, cần phải phân tích hệ lực tác động trên tiết diện bị xoắn ở trạng thái giới hạn. Một khung không gian gồm các thanh biến đổi được mô hình hoá thành hệ phẳng để tính toán thép đai chịu cắt. Theo lý thuyết này, cả thép dọc và thép đai được xem như các thành phần của hệ thanh không gian.

5.3.1. Lý thuyết tương tự hệ thanh không gian

Sự kết hợp các phương trình cân bằng, tương thích và cộng tác dụng của bê tông trong một lý thuyết thống nhất có thể dự báo tương đối chính xác ứng xử về khả năng chịu cắt của cấu kiện bê tông cốt thép.

Quan niệm về quỹ đạo ứng suất cắt được sử dụng để biến đổi và xác định các biểu thức của cân bằng lực cắt. Mô hình tương tự thanh không gian là sự mở rộng của mô hình dùng cho thiết kế cốt đai chịu lực cắt mà trong đó thép đai có tác dụng ngăn cản sự xuất hiện các khe nứt nghiêng.

Do tiết diện không còn phẳng bởi tác dụng của mô men xoắn nên hệ thanh không gian của thép đai được xem như là các cấu kiện chịu kéo xiên và các mảng bê tông ở góc nghiêng giữa các khe nứt được xem như các cấu kiện chịu nén (hình 5-6).



Hình 5-6: *Mô hình hệ thanh không gian của thép đai*

Theo lý thuyết này, tác dụng chịu xoắn của bê tông tương tự như là một hộp thành mỏng với dòng ứng suất cắt trong mặt cắt ngang, tạo ra mô men xoắn là hằng số. So sánh mặt cắt thành rỗng với tiết diện đặc cho thấy giá trị mô men xoắn giới hạn tương tự như tiết diện có thành với bề dày không quá mỏng.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

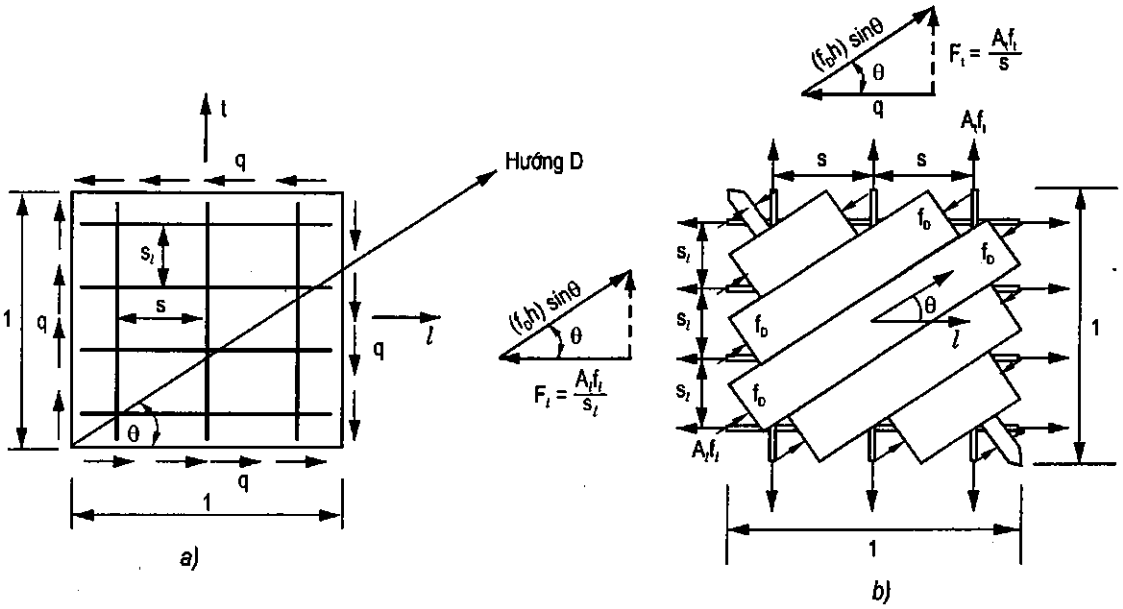
Các thí nghiệm đã chỉ ra rằng khả năng chịu xoắn của tiết diện đặc là kết hợp khả năng của khung kín gồm các thanh thép dọc, thép đai ngang (đứng) và các thanh nghiêng do bê tông trong mặt phẳng thành của khung kín.

Các thanh chịu nén nghiêng theo các khe nứt (hình 5-6) cũng dựa trên mô hình thanh không gian. Trong tiêu chuẩn này, chiều dày hiệu quả của thành dầm rỗng lấy bằng $1/6D_o$, trong đó D_o là đường kính của hình tròn nội tiếp trong hình chữ nhật nối các thanh thép dọc ở góc. $D_o = x_o$ trong (hình 5-6). Chiều dày hiệu quả của thành mặt cắt có thể xác định bằng một phương pháp hợp lý. Các phân tích phi tuyến cũng xem xét đến sự tương thích khi thành tường bị xoắn.

Tóm lại: Lõi mặt cắt không ảnh hưởng đến cường độ của cấu kiện khi chịu xoắn. Do đó mô hình thanh không gian dựa trên mặt cắt rỗng là chấp nhận được.

5.3.2. Phương trình cân bằng chịu cắt của cấu kiện

Xét một đoạn dầm của cấu kiện có chiều dày t chịu dòng ứng suất cắt q do lực cắt thuần tuý tác dụng (hình 5-7). Cốt thép dọc theo hướng *l* và ngang theo hướng t chịu ứng suất đơn vị f_l/s_l và f_v/s, tương ứng với cốt thép nêu trên.



Hình 5-7: *Dòng ứng suất cắt q*
a) Phân tố chịu cắt (chiều dày h); b) Mô hình thanh chịu nén

Dòng lực cắt q có thể định nghĩa theo phương trình cân bằng sau:

$$q = (F_l)tg\theta \qquad (5\text{-}12a)$$

$$F_l = A_l f_l/s_l \text{ và } q = (F_t)\cos\theta \qquad (5\text{-}12b)$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

trong đó: đơn vị $F_t = A_t f_y/s$; A_t là diện tích mặt cắt ngang của cốt thép và s_l và s là khoảng cách tương ứng theo phương l và t.

Từ quan hệ hình học của các tam giác trong hình (5-6), dòng lực cắt có thể được định nghĩa như sau:

$$q = (f_D.t)\sin\theta\cos\theta \qquad (5\text{-}12c)$$

Nếu cốt thép ở cả hai phương được giả thiết là chảy dẻo, phương trình (5-12a,b) cho kết quả như sau:

$$tg\theta = \sqrt{\frac{F_{ty}}{F_{ly}}} \qquad (5\text{-}13a)$$

và

$$q_y = \sqrt{F_{ly}F_{ty}} \qquad (5\text{-}13b)$$

trong đó: Chỉ số y là thể hiện thép chảy dẻo.

5.4. Tính toán dầm bê tông cốt thép chịu tác dụng đồng thời của mô men xoắn, mô men uốn và lực cắt theo tiêu chuẩn ACI 318-02

5.4.1. Đặc điểm tính toán xoắn của cấu kiện bê tông cốt thép

Xoắn trong các cấu kiện bê tông cốt thép được phân chia thành 2 trường hợp sau: xoắn cân bằng và tương thích (hoặc tương hợp). Khi mô men xoắn đóng vai trò cân bằng của kết cấu như mái công xôn, dầm ngang chịu xoắn cân bằng. Trong trường hợp các dầm phụ trong sàn có sườn, khi dầm bao biến dạng, gây ra các góc xoay và tạo nên xoắn tương thích trong hệ kết cấu đổ liền khối. Các ví dụ sẽ trình bày cách tính toán trong cả 2 trường hợp nêu trên.

Các đặc điểm sau đây cần được xem xét trong tính toán xoắn cho kết cấu:

- Không xét đến sự phân bố lại ứng suất cắt do xoắn gây ra sau khi xuất hiện khe nứt.
- Phân bố lại ứng suất cắt và mô men do xoắn sau khi nứt ảnh hưởng đến khả năng biến dạng giữa các cấu kiện liên quan.

Tiêu chuẩn ACI cho phép mô men xoắn tác dụng lớn nhất tại mặt cắt giới hạn cách gối tựa một khoảng bằng chiều cao hữu ích "d" như sau:

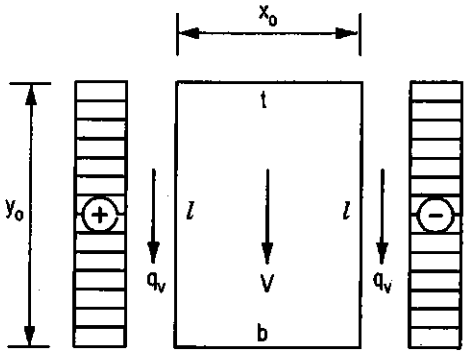
$$T_u = \phi 4\sqrt{f_c'}\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \qquad (5\text{-}14)$$

trong đó:

A_{cp} là diện tích kín của mặt cắt ngang bê tông (x_o, y_o) như hình 5-8.

p_{cp} là chu vi ngoài của mặt cắt ngang A_{cp} (in) và được tính: $p_{cp} = 2(x_o + y_o) = 2(b+h)$.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/



Hình 5-8: *Dòng ứng suất cắt trên mặt cắt rỗng chịu cắt và xoắn*

Trong trường hợp mô men xoắn ngoại lực tác dụng quá lớn, các vết nứt sẽ hình thành trong cấu kiện, nếu:

$$T_u \geq \phi 4\sqrt{f_c'}\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \qquad (5\text{-}15)$$

Trong trường hợp mô men xoắn nhỏ hơn khả năng chịu xoắn của cấu kiện thì không cần tính toán cốt thép chịu xoắn, nếu thoả mãn điều kiện:

$$T_u < \phi\sqrt{f_c'}\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \qquad (5\text{-}16)$$

5.4.2. Khả năng chịu lực đối với mô men xoắn

Kích thước mặt cắt ngang được lựa chọn trên cơ sở giảm các khe nứt xuất hiện và tránh bị phá hoại bề mặt bê tông do ứng suất nén theo phương nghiêng gây ra do lực cắt và mô men xoắn.

Kích thước hình học đối với khả năng chịu mô men xoắn đối với bê tông cốt thép được giới hạn theo các biểu thức sau:

- đối với mặt cắt đặc:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1{,}7A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 8\sqrt{f_c'}\right) \qquad (5\text{-}17a)$$

- đối với mặt cắt rỗng:

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1{,}7A_{oh}^2}\right) \leq \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 8\sqrt{f_c'}\right) \qquad (5\text{-}17b)$$

- với V_c được xác định theo:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

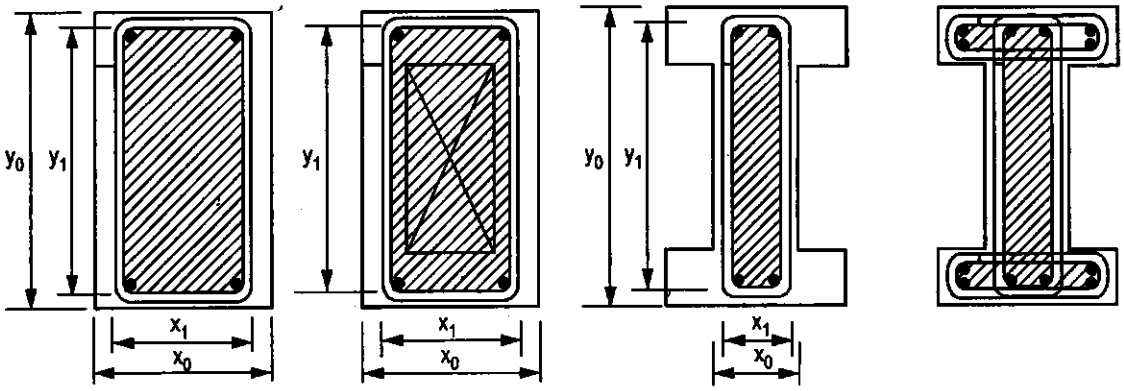
$$V_c = 2\sqrt{f_c'}b_w d \qquad (5\text{-}17c)$$

trong đó:

A_{oh} là diện tích kín tạo bởi đường trung tâm của cốt thép đai trong mặt cắt (in^2).

p_h là chu vi của đường trung tâm cạnh ngoài của thép đai chịu xoắn.

A_{oh} được xác định theo các tiết diện khác nhau trong hình sau đây:

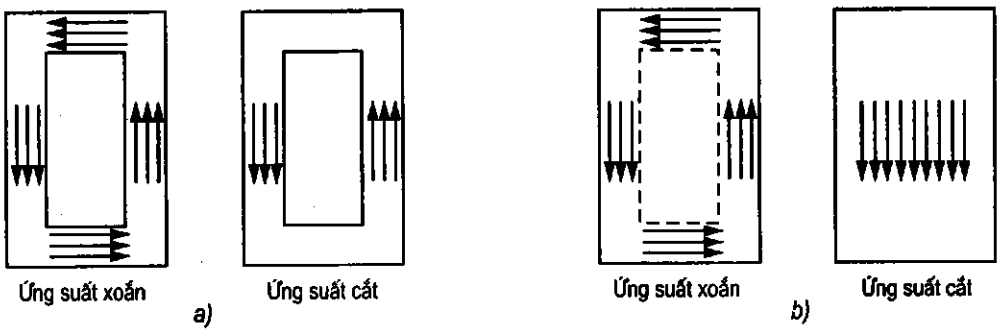


Hình 5-9: *Các tham số hình học của mặt cắt chịu xoắn*

Tổng ứng suất ở vế trái của phương trình (5-17a), (5-17b) không được vượt quá ứng suất gây nứt cộng với $8\sqrt{f_c'}$. Tương tự đối với cường độ giới hạn $V_s \le 8\sqrt{f_c'}$ đối với lực cắt không có mô men xoắn tác dụng.

5.4.3. Chiều dày của thành mặt cắt rỗng

Ứng suất cắt do lực cắt và mô men xoắn cùng tác dụng lên thành mặt cắt rỗng như hình 5-10.



Hình 5-10: *Ứng suất cắt tác dụng lên thành mặt cắt rỗng và đặc*
a) Tiết diện rỗng; b) Tiết diện đặc

Nếu chiều dày thành mặt cắt thay đổi theo chu vi mặt cắt thì tiết diện phải kiểm tra theo các điều kiện đã nêu trong (5-17b). Và nếu chiều dày thành mặt cắt $t < \frac{A_{oh}}{p_h}$ thì vế trái của phương trình (5-17b) sẽ có giá trị như sau:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)+\left(\frac{T_u}{1,7A_{oh}t}\right)\le\phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+8\sqrt{f_c'}\right)$$

trong đó: t là chiều dày thành mặt cắt tại tiết diện tính toán.

5.4.4. Cốt thép đai chịu xoắn

Như đã nêu ở trên, khả năng chịu mô men xoắn do bố trí thép đai chỉ có thể đạt được khi dùng cả thép đai và thép dọc để chịu lực. Trên cơ sở đó, ACI đưa ra các biểu thức tính toán dựa trên cường độ chịu mô men xoắn ngoại lực T_n :

$$T_n=\frac{2A_oA_tf_{yv}}{s}\text{cotg}\theta \qquad (5\text{-}18)$$

trong đó:

A_o là tổng diện tích mặt cắt theo luồng ứng suất cắt (in^2).

A_t là diện tích mặt cắt ngang của một nhánh thép đai kín.

f_{yv} là cường độ chảy của thép đai kín, không vượt quá 60.000 psi.

θ là góc của phương chịu nén trong đối với mô men xoắn, thông thường góc $\theta = 45°$, $\text{cotg}\theta = 1,0$.

Từ (5-18), diện tích một nhánh thép đai trên một khoảng bước đai s là:

$$\frac{A_t}{s}=\frac{T_n}{2A_of_{yv}}(\text{cotg}\theta)^{-1} \qquad (5\text{-}19)$$

Diện tích A_o được xác định theo tiêu chuẩn thiết kế ACI 318 như sau: $A_o = 0,85A_oh$.

Để đảm bảo yêu cầu chịu mô men xoắn của mặt cắt, cần phải thoả mãn điều kiện: $\phi T_n \ge T_u$.

Trong tính toán nêu trên đã bỏ qua khả năng chịu xoắn của bê tông T_c. Khả năng chịu cắt của bê tông V_c không thay đổi khi có mô men xoắn tác dụng đồng thời. Góc nghiêng θ không được nhỏ hơn 30° hoặc lớn hơn 60°.

Lượng cốt thép dọc tăng thêm A_l (min) để chịu xoắn sẽ được bố trí nhiều hơn giá trị sau đây:

$$A_l=\frac{A_t}{s}p_h\frac{f_{yv}}{f_{yl}}\text{cotg}^2\theta \qquad (5\text{-}20)$$

trong đó:

f_{yl} là cường độ chảy của thép dọc tham gia chịu mô men xoắn, $f_{yl} \le 60.000$;

A_l tổng diện tích của thép dọc chịu xoắn trên mặt cắt ngang.

Các ký hiệu khác đã được giải thích ở phần trên.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

5.4.5. Cốt thép tối thiểu chịu mô men xoắn

Diện tích cốt thép đai kín tối thiểu yêu cầu để chịu mô men xoắn trong trường hợp cần bố trí theo cấu tạo cần thoả mãn điều kiện sau:

$$A_v + 2A_t \geq \frac{50 b_w s}{f_{yv}} \text{ hoặc } A_v = 0,75\sqrt{f_c'}\frac{b_w s}{f_{yv}} \qquad (5\text{-}21)$$

(chọn giá trị lớn hơn trong 2 giá trị của biểu thức (5-21).

Khoảng cách lớn nhất s_{max} không được bố trí vượt quá:

$$s_{max} = \frac{p_h}{8} \text{ hoặc 12 in.}$$

Diện tích thép dọc chịu xoắn nhỏ nhất xác định theo biểu thức sau:

$$A_{l,min} = \frac{5\sqrt{f_c'}}{f_{yl}} A_{cp} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \qquad (5\text{-}22)$$

trong đó: $\frac{A_t}{s}$ không được nhỏ hơn $\frac{25 b_w}{f_{yv}}$.

Cốt thép dọc chịu mô men xoắn sẽ được bố trí xung quanh chu vi mặt cắt với khoảng cách tối đa 12 in bên trong vòng thép đai kín và có ít nhất 1 thanh thép dọc ở mỗi góc của vòng thép đai kín.

5.4.6. Quy trình thiết kế mặt cắt chịu đồng thời mô men xoắn và lực cắt

Các bước tính toán thiết kế bao gồm:

1. Phân loại trường hợp chịu mô men xoắn (có phân bố lại nội lực hay không?). Xác định mặt cắt giới hạn (khoảng cách d từ gối tựa) và tính toán mô men xoắn do ngoại lực tác dụng T_u. Nếu T_u có giá trị nhỏ hơn $\phi\sqrt{f_c'}A_{cp}^2 / p_{cp}$ thì không cần tính toán xoắn, ($f_{cp} = f_c$).

2. Xác định giới hạn tính toán xoắn đối với mô men T_u: $T_u = \phi 4\sqrt{f_c'}A_{cp}^2 / p_{cp}$ và giá trị T_n dùng để tính toán ít nhất cũng phải bằng T_u/ϕ và thoả mãn điều kiện sau:

- đối với tiết diện đặc: $$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 8\sqrt{f_c'}\right)$$

- đối với tiết diện rỗng: $$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1,7A_{oh}^2}\right) \leq \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 8\sqrt{f_c'}\right)$$

Nếu chiều dày thành mặt cắt nhỏ hơn A_{oh}/p_h, thành phần thứ 2 trong vế trái của biểu thức trên sẽ nhận giá trị $T_u/(1,7A_{oh}t)$ (xem công thức 5-17b).

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

3. Lựa chọn thép đai kín để chịu xoắn, sử dụng thép có cường độ $f_{y,max}$ = 60.000 psi. Từ công thức (5-19), tính toán:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2A_o f_{yv}}(\cot g\theta)^{-1}$$

trong đó: $A_o = 0{,}85A_{oh}$, $\theta = 45°$ cho bê tông thông thường.

Thép dọc bổ sung thêm A_l tính toán theo biểu thức (5-20):

$$A_l = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cot g^2\theta$$

nhưng không ít hơn giá trị $A_{l,min}$ tính theo (5-22) như sau:

$$A_{l,min} = \frac{5\sqrt{f_c'}}{f_{yl}} A_{cp} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}}$$

trong đó $\frac{A_t}{s}$ sẽ không nhỏ hơn $\frac{25b_w}{f_{yv}}$.

Khoảng cách lớn nhất s_{max} cho phép bố trí thép đai không được vượt quá: $s_{max} = \frac{p_h}{8}$ hoặc 12 in.

Đường kính thép dọc ít nhất bằng 1/6 khoảng cách giữa các thép đai, nhưng không nhỏ hơn thép có số hiệu N°.3.

4. Tính toán thép đai A_v yêu cầu chịu lực cắt tại mặt cắt. V_u là lực cắt do ngoại lực tác dụng ở mặt cắt giới hạn, V_c là lực cắt do bê tông chịu và V_s là lực cắt do cốt đai chịu:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d}$$

trong đó $V_s = V_n - V_c$, V_c xác định theo (5-17c): $V_c = 2\sqrt{f_c'}b_w d$ hoặc $V_c = 2\lambda\sqrt{f_c'}b_w d$, trong đó λ = 1,0 với bê tông thường, λ = 0,85 với bê tông cát nhẹ, và λ = 0,75 với tất cả các loại bê tông nhẹ. Giá trị V_n tính theo V_u/ϕ.

5. Xác định tổng diện tích thép đai kín A_{vt} chịu xoắn và chịu cắt và kiểm tra theo điều kiện (5-21) như sau:

$$A_{vt} = A_v + 2A_t \geq \frac{50b_w s}{f_{yv}}$$

Thép đai kín được bố trí trên khoảng mô men xoắn tác dụng cho đến mặt cắt không cần tính thép đai chịu xoắn theo lý thuyết.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

5.5. Các ví dụ tính toán

Ví dụ 5.1: Tính toán thép đai cho mặt cắt chịu mô men xoắn và lực cắt cho dầm chữ T

Dầm chữ T có kích thước mặt cắt như sau: h = 25 in, b_w = 14 in, b = 60 in, h_f = 4 in, d = 22,5 in.

Lực tác dụng: Lực cắt V_u = 40.000 lb; mô men xoắn T_u = 450.000 in-lb. Thép dọc chịu lực A_s = 3,4 in^2, cường độ bê tông f'_c = 4.000 psi, cường độ thép f_y = 60.000 psi, thép đai số hiệu #3 có diện tích một 2 nhánh A_v = 0,22 in^2.

Lời giải:

a) Đối với trường hợp xoắn cân bằng, mô men xoắn tác dụng T_u = 450.000 in-lb:

- *Bước 1:* Giả thiết không tính đến phần cánh chữ T của tiết diện. Mô men xoắn thiết kế T_n tính được:

$$T_n = T_u/\phi = 450.000/0,75 = 600.000 \text{ in-lb.}$$

Diện tích A_{cp} =(14)(25)= 350 in^2, chu vi $p_{cp} = 2(x_o + y_o) = 2(14 + 25) = 78$ in.

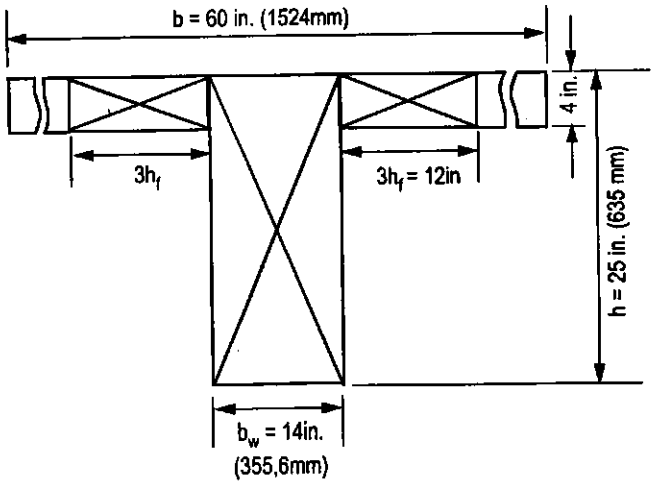
Nếu tính cả cánh của chữ T thì ta có:

$A_{cp} = (14)(25) + 2(4)(12) = 446$ in^2 và $p_{cp} = 2[(14 + 25) + 2(4 + (3)(4))] = 142$ in (hình 5-11).

Từ phương trình (5-16), tính được khả năng chịu xoắn của cấu kiện:

$$T_u = \phi\sqrt{f'_c}\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} = 0,75\sqrt{4.000}\frac{350^2}{78} = 74.496 \text{ in-lb} < 450.000,$$

như vậy cần tính toán thép chịu xoắn cho mặt cắt trên.



Hình 5-11: *Tiết diện tính toán của ví dụ 5.1*

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Bước 2: Theo hình vẽ của ví dụ 1, ta có: $A_o = 0,85\ A_{oh}$ trong đó A_{oh} là diện tích xung quanh thép đai trong mặt cắt tính với đường trung tâm của thép đai với giả thiết thép đai số 4 (đường kính là 0,50 in), lớp bảo vệ 1,5 in:

$x_1 = 14 - 2(1,5 + 0,25) = 10,5$ in

$y_1 = 25 - 2(1,5 + 0,25) = 21,5$ in

$A_{oh} = (10,5)(21,5) = 226\ in^2$

$A_o = 0,85\ (x_1 \times y_1) = 0,85\ (10,5)(21,5) = 192\ in^2$

$d = 25 - (1,5 + 0,5 + 0,25) = 22,75$, chọn $d = 22,5$ in;

$p_h = 2(x_1 + y_1) = 2(10,5 + 21,5) = 64$ in;

Dùng thép đai với góc nghiêng $\theta = 45°$, $\cot g\theta = 1,0$.

Bước 3: Kiểm tra kích thước mặt cắt xem có đủ điều kiện tính toán xoắn hay không ?

Sử dụng phương trình (5-17a):

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7A_{oh}^2}\right)^2} \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 8\sqrt{f_c'}\right),$$

trong đó: V_c tính theo (5-17c): $V_c = 2\sqrt{f_c'}b_w d = 2\sqrt{4.000}(14)(22,5) = 39.845$ lb

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7A_{oh}^2}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{40.000}{(14)(22,5)}\right)^2 + \left(\frac{450.000(64)}{1,7(226)^2}\right)^2} = 355\,psi$$

$$\phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 8\sqrt{f_c'}\right) = 0,75\left(\frac{39.845}{(14)(22,5)} + 8\sqrt{4.000}\right) = 474\,psi > 355\,psi$$

Như vậy mặt cắt đảm bảo điều kiện tính toán xoắn.

Bước 4: Tính toán cốt thép đai chịu xoắn cho mặt cắt.

Theo (5-19), ta có:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2A_o f_{yv}\cot g\theta} = \frac{600.000}{2(192)(60.000)(1,0)} = 0,026\,in \text{ cho một nhánh thép đai.}$$

Tính thép đai chịu cắt: $V_c = 2\sqrt{f_c'}b_w d = 2\sqrt{4.000}\ (14)(22,5) = 39.845$ lb.

$V_n = V_u/\phi = 40.000/0,75 = 53.333$ lb $> V_c = 39.845$ lb và cũng lớn hơn 1/2 V_c.

Cần tính toán thép đai chịu lực cắt cho dầm:

$$V_s = V_n - V_c = 53.333 - 39.845 = 13.488 \text{ lb.}$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{13.488}{(60.000)(22,5)} = 0,01 \text{in cho 2 nhánh thép đai.}$$

$$\frac{A_{vt}}{s} = \frac{2A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 2(0,026) + 0,01 = 0,062 \text{ in cho 2 nhánh thép đai.}$$

Dùng thép đai kín với số hiệu #3 (đường kính 9,5 mm) có diện tích 2 nhánh = 0,22 in^2, khoảng cách giữa các thép đai "s" và s được tính bằng diện tích của 2 nhánh thép đai chia cho diện tích thép đai yêu cầu tính được như trên:

$$s = \frac{A_v}{\left(\frac{A_{vt}}{s}\right)} = \frac{0,22}{0,062} = 3,5 \text{ in}$$

Khoảng cách tối đa cho phép bố trí thép đai s_{max} phải nhỏ hơn $1/8p_h$ hoặc 12 in, trong đó $p_h = 2(x_1 + y_1) = 64$ in (đã tính ở trên), $1/8\ p_h = 64/8 = 8$ in > 3,5 in.

Kiểm tra điều kiện tối thiểu theo biểu thức (5-21):

Diện tích thép đai tối thiểu: $A_{vt} = \frac{50b_w s}{f_{yv}} = \frac{50(14)(3,5)}{60.000} = 0,04 \text{ in}^2 < 0,22 \text{ in}^2$, đảm bảo điều kiện tối thiểu. Bố trí thép đai kín số #3 với khoảng cách s = 3,5 in.

Diện tích thép dọc tăng thêm theo (5-20):

$$A_l = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cot g^2\theta = 0,026(64)\frac{60.000}{60.000}(1,0)^2 = 1,66 \text{ in}^2$$

Diện tích thép dọc tối thiểu $A_{l,min}$ tính theo (5-22):

$$A_{l,min} = \frac{5\sqrt{f_c'}}{f_{yl}} A_{cp} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} = \frac{5\sqrt{4.000}}{60.000} 350 - 0,026(64)\frac{60.000}{60.000} = 0,18 \text{ in}^2 < 1,66 \text{ in}^2$$

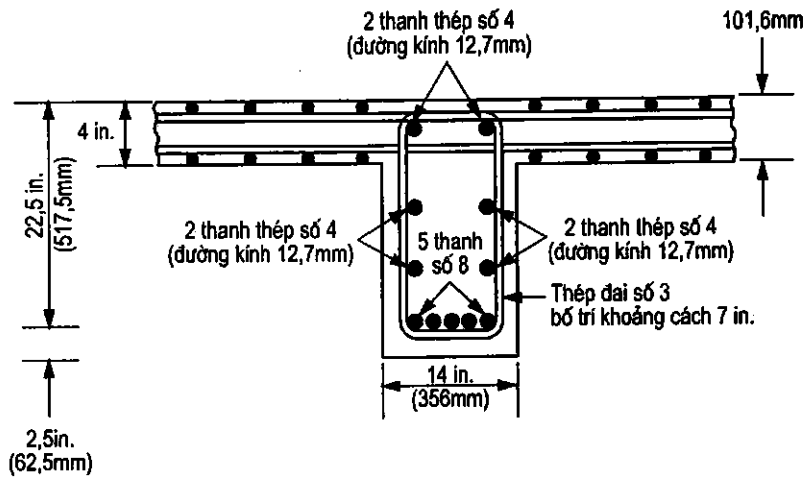
Thép dọc chịu xoắn được phân bố đều cho các góc của mặt cắt. Một phần tư (1/4) bố trí ở góc trên, 1/4 bố trí ở góc dưới của thép đai, tăng thêm cho thép dọc chịu uốn. Phần còn lại bố trí đều theo thành bên của mặt cắt với khoảng cách không quá 12 in.

Như vậy, thép dọc ở giữa nhịp sẽ có diện tích tổng cộng là:

$$\sum A_s = \frac{A_l}{4} + A_s = \frac{1,66}{4} + 3,4 = 3,81 \text{ in}^2$$

Bố trí 5 thanh thép số hiệu #8 (25,4 mm) ở phía dưới mặt cắt. Bố trí 2 thanh #4 (12,7 mm) ở phía trên. Mỗi bên thành mặt cắt bố trí 2 thanh #4.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/



***Hình 5-12:** Bố trí thép cho ví dụ 5.1 (xoắn cân bằng)*

b) Đối với trường hợp xoắn tương thích, mô men xoắn tác dụng T_u = 65.000 in-lb:

Bước 1: Mô men xoắn T_u = 65.000 in-lb < T_u = 74.496 in-lb như phần trên đã tính toán. Như vậy mô men xoắn tác dụng nhỏ hơn khả năng chống xoắn của tiết diện, không cần tính toán cốt thép chống xoắn, mà chỉ cần tính toán thép đai chịu cắt cho cấu kiện.

Từ phần trên ta đã có: $\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{13.488}{(60.000)(22,5)} = 0,01$ in, diện tích thép đai tối thiểu:

$$A_{vt} = \frac{50b_w s}{f_{yv}} = \frac{50(14)(3,5)}{60.000} = 0,04 \text{ in}^2 > 0,22 \text{ in}^2$$

Khoảng cách s = 0,22/0,01 = 22 in, bố trí thép đai kín #3 với khoảng cách s = 20 in theo tính toán.

Khoảng cách tối đa s_{max} = d/2 = 22,5/2 = 11,25 in. Như vậy bố trí thép đai kín #3 với khoảng cách s = 10 in tại tiết diện giới hạn theo yêu cầu cấu tạo.

c) Đối với trường hợp xoắn tương thích, mô men xoắn dụng T_u = 265.000 in-lb:

- *Bước 1:* Mô men xoắn T_u = 265.000 in-lb > T_u = 74.496 in-lb như phần trên đã tính toán. Như vậy mô men xoắn tác dụng lớn hơn khả năng chống xoắn của tiết diện, cần phải tính toán cốt thép chống xoắn. Đây là trường hợp xoắn tương thích nên cần tính toán theo công thức (5-15), xác định mô men xoắn lớn nhất cho phép tính toán đối với cấu kiện:

$$T_u \le \phi 4\sqrt{f'_c}\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} = 0,75(4)\sqrt{4.000}\frac{350^2}{78} = 297.984 \text{ in-lb}$$

Giá trị $T_u \le$ 297.984 in-lb, T_u = 265.000 in-lb, như vậy có thể dùng giá trị T_u để tính toán xoắn cho tiết diện này. Mô men xoắn yêu cầu T_n tính được: $T_n = T_u/\phi$ = 265.000 / 0,75 = 353.333 in-lb.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- *Bước 2:* Theo kết quả phần a, ta có: $A_o = 192$ in^2, $p_h = 64$ in.

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2A_o f_{yv} \cot g\theta} = \frac{353.333}{2(192)(60.000)(1,0)} = 0,015 \text{ in đối với một nhánh thép đai.}$$

Từ trường hợp a, ta có: $\frac{A_v}{s} = 0,01$ in đối với 2 nhánh thép đai.

$$\frac{A_{vt}}{s} = 2\frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 2(0,015) + 0,01 = 0,04 \text{ in cho 2 nhánh thép đai.}$$

Dùng thép đai kín với số hiệu #3 (đường kính 9,5 mm) có diện tích 2 nhánh = 0,22 in^2, khoảng cách giữa các thép đai "s" và s được tính bằng diện tích của 2 nhánh thép đai chia cho diện tích thép đai yêu cầu tính được như trên:

$$s = \frac{A_v}{\left(\frac{A_{vt}}{s}\right)} = \frac{0,22}{0,04} = 5,4 \text{ in}$$

Như vậy s nhỏ hơn khoảng cách tối đa cho phép bố trí thép đai $s_{max} = \frac{1}{8}p_h$ hoặc 12 in.

trong đó $p_h = 2(x_1 + y_1) = 64$ in (đã tính ở trên), $\frac{1}{8}p_h = 64/8 = 8$ in > 5,4 in.

Như vậy bố trí thép đai kín số #3 với khoảng cách s = 5 in tại tiết diện giới hạn theo yêu cầu tính toán.

Diện tích thép dọc tăng thêm theo (5-20):

$$A_l = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cot g^2\theta = 0,015(64)\frac{60.000}{60.000}(1,0)^2 = 0,96 \text{ in}^2$$

Diện tích thép dọc tối thiểu $A_{l,min}$ tính theo (5-22):

$$A_{l,min} = \frac{5\sqrt{f'_c}}{f_{yl}} A_{cp} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} = \frac{5\sqrt{4.000}}{60.000} 350 - 0,015(64)\frac{60.000}{60.000} = 0,88 \text{ in}^2 < 0,96 \text{ in}^2$$

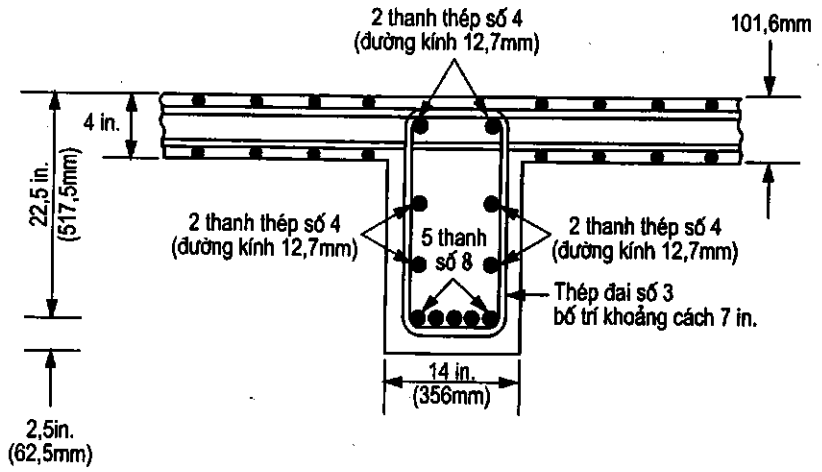
Thép dọc chịu xoắn (0,96 in^2) được phân bố đều cho các góc của mặt cắt. Một phần tư (0,24 in^2) bố trí ở góc trên, 1/4 bố trí ở góc dưới của thép đai, tăng thêm cho thép dọc chịu uốn. Phần còn lại bố trí đều theo thành bên của mặt cắt với khoảng cách không quá 12 in.

Như vậy, thép dọc ở giữa nhịp sẽ có diện tích yêu cầu tổng cộng là:

$$\Sigma A_s = \frac{A_l}{4} + A_s = \frac{0,96}{4} + 3,4 = 3,64 \text{ in}^2$$

Bố trí 5 thanh thép số hiệu #8 (25,4 mm) ở phía dưới mặt cắt với diện tích thực tế là 3,95 in^2. Bố trí 2 thanh #4 (12,7 mm) ở phía trên. Mỗi bên thành mặt cắt bố trí 2 thanh #4 như trường hợp trên.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/



Hình 5-13: *Bố trí thép cho ví dụ 5.1 (xoắn tương thích)*

Ví dụ 5.2: Tính toán thép đai cho mặt cắt chịu mô men xoắn và lực cắt trong dầm

Tính toán thép đai chịu xoắn cho dầm biên của kết cấu sàn công xôn như hình 5-14: kích thước mặt cắt như sau: h = 30 in, b_w = 12 in, b = 24 (lấy bằng $3h_f$) in, h_f = 8 in.

Lực tác dụng: Lực cắt V_u = 14.431 lb; mô men xoắn T_u = 500.796 in-lb. Thép dọc chịu lực A_s = 1,5 in^2 tại giữa nhịp, A_s = 2,4 in^2 tại gối tựa, thép chịu nén A'_s = 0,8 in^2, cường độ bê tông f'_c = 4.000 psi, cường độ thép f_y = 60.000 psi, thép đai số hiệu #3 có diện tích một vòng 2 nhánh A_v = 0,22 in^2.

Lời giải:

Bước 1: Mô men xoắn thiết kế T_n tính được: $T_n = T_u/\phi$ = 500.796 / 0,75 = 667.728 in-lb.

Diện tích A_{cp} = 12 × 30 = 360 in^2, chu vi $p_{cp} = 2(x_o + y_o)$ = 2(12 + 30) = 84 in.

Nếu tính cả cánh của chữ T thì ta có:

$$A_{cp} = 12 \times 30 + 24 \times 8 = 552 \text{ in}^2$$

và $$p_{cp} = 2(12 + 30) + 2(24 + 8) = 148 \text{ in (hình vẽ).}$$

- *Bước 2*: Tính các thông số mặt cắt

x_1 = 12 - 2(1,5 + 0,25) = 8,5 in;

y_1 = 30 - 2(1,5 + 0,25) = 26,5 in;

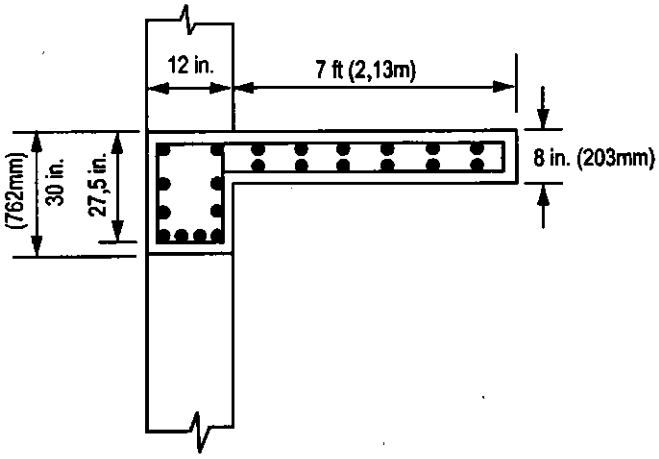
A_{oh} = 8,5 × 26,5 = 225 in.^{2}

$A_o = 0,85\ (x_1 \times y_1)$ = 0,85 (8,5 × 26,5) = 191 in^2

d = 30 - (1,5 + 0,5 + 0,25) = 27,75, chọn d = 27,5 in;

$p_h = 2(x_1 + y_1)$ = 2(8,5 + 26,5) = 70 in;

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/



Hình 5-14: Ví dụ 5-2

Dùng thép đai với góc nghiêng $\theta = 45°$, $\cot g\theta = 1,0$

Kiểm tra điều kiện tính xoắn: Khả năng chịu xoắn của cấu kiện tính theo phương trình (5-16):

$T_u = \phi\sqrt{f_c'}\dfrac{A_{cp}^2}{p_{cp}} = 0,75\sqrt{4.000}\dfrac{360^2}{84} = 73.184$ in-lb < 500.796, như vậy cần tính toán thép chịu xoắn cho mặt cắt trên.

Bước 3: Kiểm tra kích thước mặt cắt xem có đủ điều kiện tính toán xoắn hay không ?

Sử dụng phương trình (5-17a):

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7A_{oh}^2}\right)^2} \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 8\sqrt{f_c'}\right),$$

trong đó V_c tính theo (5-17c): $V_c = 2\sqrt{f_c'}b_w d = 2\sqrt{4.000}(12)(27,5) = 41.740$ lb.

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7A_{oh}^2}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{14.431}{(12)(27,5)}\right)^2 + \left(\frac{500.796(70)}{1,7(225)^2}\right)^2} = 410 \text{ psi}$$

$$\phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 8\sqrt{f_c'}\right) = 0,75\left(\frac{41.740}{(12)(27,5)} + 8\sqrt{4.000}\right) = 474 \text{ psi} > 410 \text{ psi}$$

Như vậy mặt cắt đảm bảo điều kiện tính toán xoắn.

Đây là trường hợp xoắn cân bằng, cho nên không cần kiểm tra giá trị của T_u theo điều kiện (5-15).

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Bước 4: Tính toán cốt thép đai chịu xoắn cho mặt cắt

Theo (5-19), ta có: $\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2A_o f_{yv} \cot g\theta} = \frac{667.728}{2(191)(60.000)(1,0)} = 0,03$ in cho một nhánh thép đai.

Tính thép đai chịu cắt: $V_c = 2\sqrt{f'_c} b_w d = 2\sqrt{4.000}(12)(27,5) = 41.740$ lb (đã tính ở trên)

$V_n = V_u/\phi = 14.431/0,75 = 19.241$ lb $< V_c = 41.740$ lb và cũng nhỏ hơn $1/2V_c$.

Cho nên không cần tính toán thép đai chịu lực cắt cho dầm.

$\frac{A_{vt}}{s} = \frac{2A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 2(0,03) + 0 = 0,06$ in cho 2 nhánh thép đai, thoả mãn điều kiện tối thiểu đối với thép chịu xoắn theo (5-21).

Dùng thép đai kín với số hiệu #3 (đường kính 9,5 mm) có diện tích 2 nhánh = 0,22 in^2, khoảng cách giữa các thép đai "s" tính được như sau:

$$s = \frac{A_v}{\left(\frac{A_{vt}}{s}\right)} = \frac{0,22}{0,06} = 3,67 \text{ in}$$

Khoảng cách tối đa cho phép bố trí thép đai s_{max} phải nhỏ hơn $1/8p_h$ hoặc 12 in, trong đó $p_h = 2(x_1 + y_1) = 70$ in (đã tính ở trên): $1/8\ p_h = 70/8 = 8,75$ in $> 3,67$ in.

Kiểm tra điều kiện tối thiểu: thoả mãn theo biểu thức (5-21).

Bố trí thép đai kín #3 với khoảng cách s = 8,5 in.

Diện tích thép dọc tăng thêm theo (5-20):

$$A_l = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cot g^2\theta = 0,03(70)\frac{60.000}{60.000}(1,0)^2 = 2,1 \text{ in}^2$$

Diện tích thép dọc tối thiểu $A_{l,min}$ tính theo (5-22):

$$A_{l,min} = \frac{5\sqrt{f'_c}}{f_{yl}} A_{cp} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} = \frac{5\sqrt{4.000}}{60.000} 360 - 0,03(70)\frac{60.000}{60.000} \approx 0 \text{ in}^2$$

Thép dọc chịu xoắn (2,1in^2)được phân bố đều cho các góc của mặt cắt. Một phần tư (1/4) bố trí ở góc trên, 1/4 bố trí ở góc dưới của thép đai, tăng thêm cho thép dọc chịu uốn. Phần còn lại bố trí đều theo thành bên của mặt cắt với khoảng cách không quá 12 in.

Như vậy, thép dọc ở giữa nhịp sẽ có diện tích tổng cộng là:

$$\sum A_s = \frac{A_l}{4} + A_s = \frac{2,1}{4} + 1,5 = 2,03 \text{ in}^2$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Bố trí 3 thanh thép số hiệu #8 (25,4 mm) có diện tích 2,37 in^2 ở phía dưới mặt cắt.

Như vậy, thép dọc ở gối tựa sẽ có diện tích tổng cộng là:

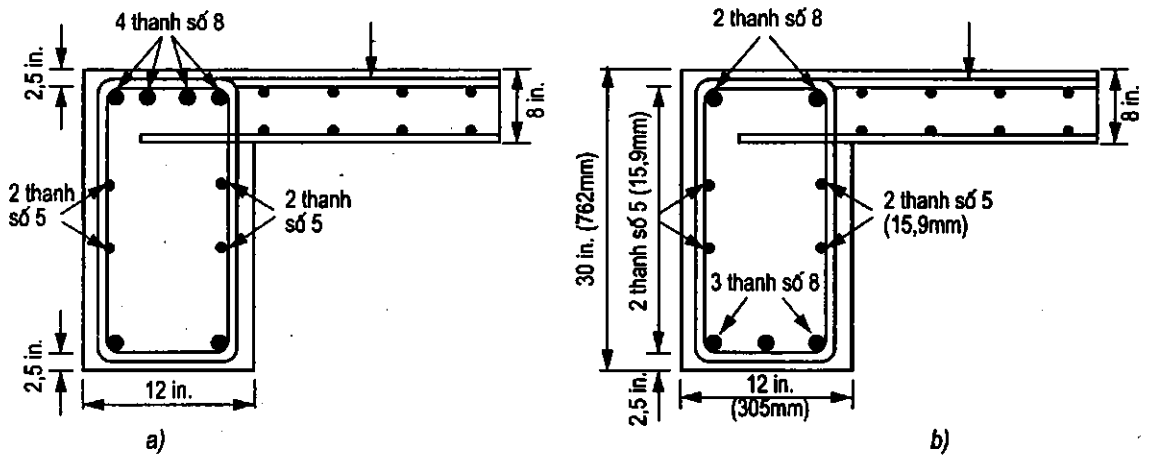
$$\sum A_s = \frac{A_l}{4} + A_s = \frac{2,1}{4} + 2,4 = 2,93\ in^2$$

Bố trí 4 thanh thép số hiệu #8 (25,4 mm) có diện tích 3,16 in^2 ở phía dưới mặt cắt.

Thép ở vùng chịu nén có diện tích A'_s:

$$\sum A'_s = \frac{A_l}{4} + A'_s = \frac{2,1}{4} + 0,8 = 1,33\ in^2$$

Bố trí 2 thanh #8 (12,7 mm) có diện tích 1,58 in^2 ở phía trên. Mỗi bên thành mặt cắt bố trí 2 thanh #5.



Hình 5-15: *Bố trí thép cho ví dụ 5.2*

Ví dụ 5.3: Tính toán thép đai chịu xoắn và chịu mô men xoắn tương thích

Tính toán thép đai chịu xoắn cho dầm biên của kết cấu sàn như sau: kích thước mặt cắt như sau: h = 30 in, b_w = 14 in, b = 15 (lấy bằng $3h_f$) in, h_f = 5 in.

Lực tác dụng: Lực cắt V_u = 28.270 lb; thép dọc chịu lực A_s =1,69 in^2 tại giữa nhịp, A_s = 2,16 in^2 tại gối tựa, thép chịu nén A'_s = 0,90 in^2, cường độ bê tông f'_c = 4.000 psi, cường độ thép f_y = 60.000 psi, thép đai số hiệu #3 có diện tích một vòng 2 nhánh A_v = 0,22 in^2.

Lời giải:

Đối với trường hợp xoắn tương thích, mô men xoắn tác dụng T_u do các bản và dầm tác dụng sẽ nhỏ hơn giá trị cho phép tính toán trong trường hợp xoắn tương thích T_u sẽ xác định dưới đây.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Bước 1: Tính các thông số mặt cắt:

Diện tích $A_{cp} = 14 \times 30 = 420$ in^2, chu vi $p_{cp} = 2(x_o + y_o) = 2(14 + 30) = 88$ in.

$x_1 = 14 - 2(1,5 + 0,25) = 10,5$ in;

$y_1 = 30 - 2(1,5 + 0,25) = 26,5$ in;

$A_{oh} = 10,5 \times 26,5 = 278$ in^2

$A_o = 0,85\ (x_1 \times y_1) = 0,85\ (10,5 \times 26,5) = 236$ in^2

$d = 30 - (1,5 + 0,5 + 0,25) = 27,75$, chọn $d = 27,5$ in;

$p_h = 2(x_1 + y_1) = 2(10,5 + 26,5) = 74$ in;

Góc nghiêng $\theta = 45°$, $\cot g\theta = 1,0$.

Bước 2: Đây là trường hợp xoắn tương thích nên cần tính toán theo công thức (5-15), xác định mô men xoắn lớn nhất cho phép tính toán đối với cấu kiện:

$$T_u \geq \phi 4\sqrt{f_c'}\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} = 0,75(4)\sqrt{4.000}\frac{420^2}{88} = 380.336 \text{ in-lb}$$

Mô men xoắn yêu cầu T_n tính được: $T_n = T_u/\phi = 380.336 / 0,75 = 507.120$ in-lb.

Bước 3: Kiểm tra kích thước mặt cắt xem có đủ điều kiện tính toán xoắn hay không ?

Sử dụng phương trình (5-17a):

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 8\sqrt{f_c'}\right),$$

trong đó V_c tính theo (5-17c): $V_c = 2\sqrt{f_c'}b_w d = 2\sqrt{4.000}\ (14)(27,5) = 48.700$ lb.

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7A_{oh}^2}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{28.270}{(14)(27,5)}\right)^2 + \left(\frac{380.336.(70)}{1,7(278)^2}\right)^2} = 226 \text{ psi}$$

$$\phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 8\sqrt{f_c'}\right) = 0,75\left(\frac{48.700}{(14)(27,5)} + 8\sqrt{4.000}\right) = 474 \text{ psi} > 226 \text{ psi}$$

Như vậy mặt cắt đảm bảo điều kiện tính toán xoắn.

Bước 4: Theo kết quả phần trên, ta có: $A_o = 236$ in^2, $p_h = 74$ in.

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2A_o f_{yv}\cot g\theta} = \frac{507.120}{2(236)(60.000)(1,0)} = 0,017 \text{ in đối với một nhánh thép đai.}$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Bước 5: Tính toán thép đai chịu lực cắt:

$V_c = 48{,}700$ lb, $V_u = 28.270$ lb, V_n yêu cầu : $V_n = V_u/\phi = 28.270/0{,}75 = 37.693$ lb

$V_n < V_c$ nhưng lớn hơn $V_c/2 = 24.350$ lb, do đó cần bố trí thép đai chịu lực cắt tối thiểu. Diện tích thép tối thiểu tính theo (5-21):

$$\frac{A_v}{s} = \frac{50b_w}{f_{yv}} = \frac{50(14)}{60.000} = 0{,}012 \text{ in} \quad \text{cho vòng thép đai 2 nhánh.}$$

$$\frac{A_{vt}}{s} = 2\frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 2(0{,}017) + 0{,}012 = 0{,}046 \text{ in} \quad \text{cho 2 nhánh thép đai.}$$

Dùng thép đai kín với số hiệu #3 (đường kính 9,5mm) có diện tích 2 nhánh = 0,22 in^2, khoảng cách giữa các thép đai "s" tính được như sau:

$$s = \frac{A_v}{\left(\frac{A_{vt}}{s}\right)} = \frac{0{,}22}{0{,}046} = 4{,}78 \text{ in}$$

Như vậy s nhỏ hơn khoảng cách tối đa cho phép bố trí thép đai $s_{max} = 1/8p_h$ hoặc 12 in, trong đó $p_h = 2(x_1 + y_1) = 74$ in (đã tính ở trên): $1/8\ p_h = 74/8 = 9{,}25$ in > 4,78 in.

Như vậy bố trí thép đai kín #3 với khoảng cách s = 4,75 in tại tiết diện giới hạn theo yêu cầu tính toán.

Diện tích thép dọc tăng thêm theo (5-20):

$$A_l = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cot g^2\theta = 0{,}017(74)\frac{60.000}{60.000}(1{,}0)^2 = 1{,}26 \text{ in}^2$$

Diện tích thép dọc tối thiểu $A_{l,min}$ tính theo (5-22):

$$A_{l,min} = \frac{5\sqrt{f_c'}}{f_{yl}} A_{cp} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} = \frac{5\sqrt{4.000}}{60.000} 420 - 0{,}017(74)\frac{60.000}{60.000} = 0{,}95 \text{ in}^2 < 1{,}26 \text{ in}^2$$

Thép dọc chịu xoắn (1,26 in^2) được phân bố đều cho các góc của mặt cắt. Một phần tư (0,32 in^2) bố trí ở góc trên, 1/4 bố trí ở góc dưới của thép đai, tăng thêm cho thép dọc chịu uốn. Phần còn lại bố trí đều theo thành bên của mặt cắt với khoảng cách không quá 12 in.

Như vậy, thép dọc ở giữa nhịp sẽ có diện tích tổng cộng là:

$$\sum A_s = \frac{A_l}{4} + A_s = \frac{1{,}26}{4} + 1{,}69 = 2{,}01 \text{ in}^2$$

Bố trí 5 thanh thép số hiệu #6 có diện tích 2,30 in^2 ở phía dưới mặt cắt.

Như vậy, thép dọc ở gối tựa sẽ có diện tích tổng cộng là:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

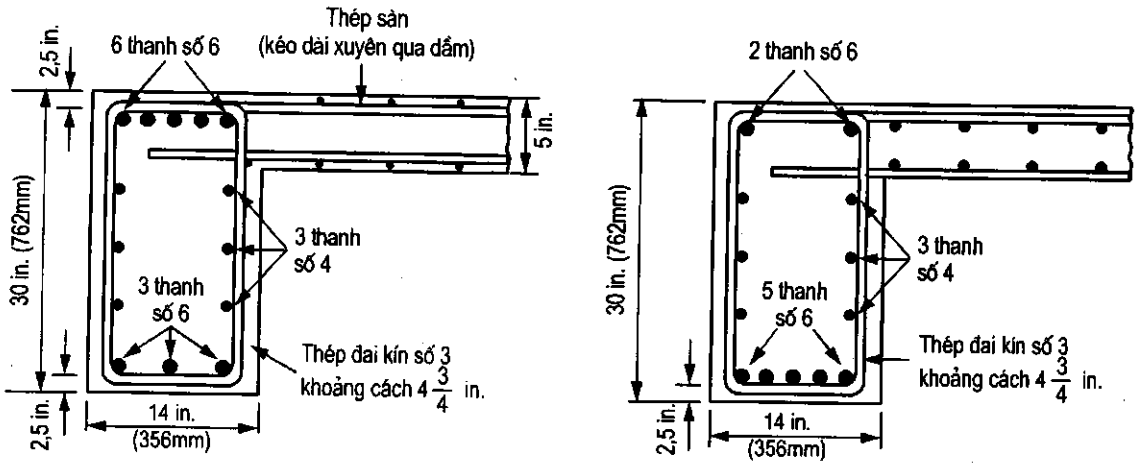
$$\sum A_s = \frac{A_1}{4} + A_s = \frac{1,26}{4} + 2,16 = 2,475 \text{ in}^2$$

Bố trí 6 thanh thép số hiệu #6 có diện tích 2,64 in² ở phía trên mặt cắt.

Thép ở vùng chịu nén có diện tích A'_s:

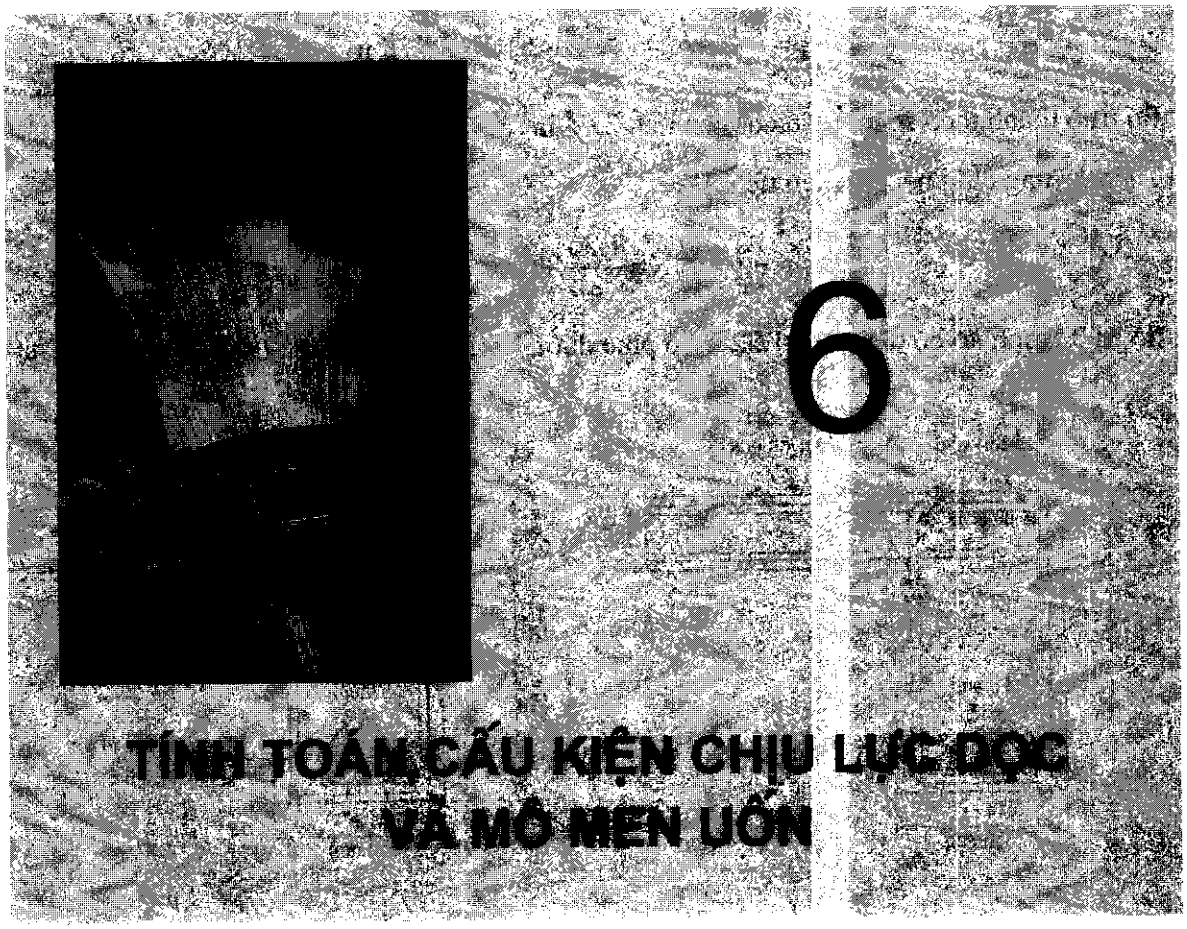
$$\sum A'_s = \frac{A_1}{4} + A'_s = \frac{1,26}{4} + 0,90 = 1,22 \text{ in}^2$$

Bố trí 3 thanh #6 có diện tích 1,32 in² ở phía dưới. Mỗi bên thành mặt cắt bố trí 3 thanh #4.



***Hình 5-16:** Bố trí thép cho ví dụ 5.3*

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/



6

TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU LỰC DỌC VÀ MÔ MEN UỐN

6.1. Cấu kiện chịu lực dọc lệch tâm - Tác dụng đồng thời của mô men và lực dọc

Kết cấu bê tông cốt thép chịu tác dụng đồng thời của mô men uốn và lực dọc rất phổ biến trong xây dựng. Trong các hệ thống kết cấu khung, các cột đỡ các dầm chịu lực là các cấu kiện chịu đồng thời tác dụng của mô men uốn và lực nén, thường được gọi là cấu kiện chịu nén lệch tâm.

Các cấu kiện cột trong khung nhà sẽ tiếp nhận tải trọng từ các tầng phía trên và truyền tải trọng này xuống các tầng phía dưới và nền công trình thông qua kết cấu móng. Nếu các cấu kiện chịu lực nén này không đủ khả năng chịu lực tại những vị trí bất lợi thì có thể gây ra phá hỏng toàn bộ công trình.

Kết cấu cột trong công trình bị hư hỏng có thể gây ra nhiều thiệt hại về người và của so với các cấu kiện chịu lực theo phương ngang như dầm, thanh, ... nên việc thiết kế thường được tính toán với mức độ an toàn cao hơn. Các trường hợp phá hỏng do lực nén hoặc phá hoại dòn (compression-controlled) thường xảy ra đột ngột hơn phá hoại dẻo.

Giá trị của hệ số giảm độ bền ϕ trong tiêu chuẩn thiết kế ACI 318-02 dùng trong tính toán đối với cấu kiện chịu nén cũng có giá trị nhỏ hơn các cấu kiện chịu mô men uốn, lực cắt hay là mô men xoắn. Các thí nghiệm về sự phá hỏng của cột chịu nén và các nghiên cứu đưa ra các giá trị của ϕ như đã trình bày trong chương 2.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Các giả thiết về phân bố ứng suất và biến dạng của tiết diện dùng trong tính toán cho cấu kiện chịu uốn cũng được áp dụng cho cấu kiện chịu nén lệch tâm. Các phương trình cân bằng lực cơ bản sẽ bao gồm cả mô men và lực dọc tác dụng lên cấu kiện. Trong tính toán cấu kiện chịu uốn, người ta thường khống chế để tiết diện rơi vào trường hợp phá hoại dẻo, nhưng đối với cấu kiện chịu nén có tỷ số giữa lực dọc trên mô men uốn lớn thì thường rơi vào trường hợp phá hoại dòn.

Khi tải trọng tác dụng lên cột tăng, khe nứt xuất hiện dọc theo chiều cao cột theo phương các cốt thép đai. Tại trạng thái giới hạn của tiết diện, lớp bảo vệ của cột bị ép vỡ, rời ra và cốt thép dọc trong cột bị lộ ra ngoài. Cột bị phá hỏng và thép dọc bị mất ổn định khi tải trọng tăng quá giới hạn chịu lực của cột. Các lớp bê tông bị phá huỷ trước khi cốt thép dọc trong cột bị chảy dẻo.

Khả năng chịu lực của cột bê tông cốt thép được tính toán trên cơ sở các nguyên tắc sau:

- Biến dạng của tiết diện là đường thẳng (như trong cấu kiện chịu uốn);

- Cốt thép và bê tông bám chặt vào nhau, không có sự trượt giữa bê tông và cốt thép; biến dạng của bê tông và thép tại điểm tiếp giáp là bằng nhau;

- Biến dạng cực hạn chịu nén của bê tông dùng trong tính toán cường độ tiết diện được lấy bằng 0,003;

- Bỏ qua khả năng chịu kéo của bê tông và không tính đến trong tính toán.

6.2. Phân loại cột bê tông cốt thép

Cột bê tông cốt thép được phân thành các loại theo hình dáng mặt cắt và sự bố trí của cốt thép dọc chịu lực trong cột cũng như vị trí đặt lực trên tiết diện và độ mảnh của cột (tỷ số giữa chiều dài đối với kích thước mặt cắt ngang cột).

Trên cơ sở hình dạng, phân bố cốt thép, có các loại cột sau:

- Cột có tiết diện chữ nhật hoặc vuông bố trí thép dọc và thép đai ngang;

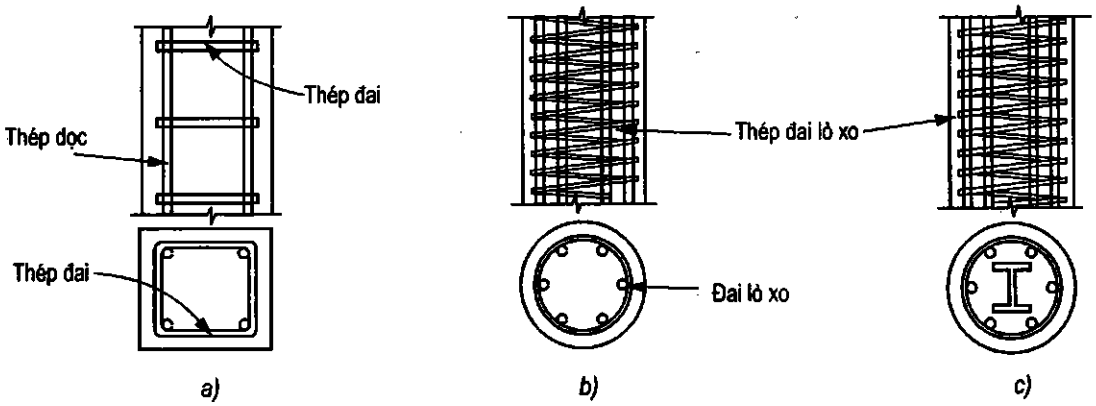
- Cột có tiết diện tròn bố trí thép dọc và thép đai lò xo hoặc thép đai ngang;

- Cột có cốt cứng là các thép hình đặt trong bê tông, bố trí trong khung thép của cột (hình 6-1).

Thông thường các cốt đai kín (đai thường) được dùng cho cột bê tông cốt thép. Cốt đai lò xo được dùng cho các trường hợp gia tăng khả năng chịu lực và giảm khả năng phá hoại dòn đối với các cấu kiện chịu nén trong vùng động đất chẳng hạn. Các cột có cốt đai lò xo chịu lực nén tốt hơn sẽ tránh được sự phá hỏng của toàn bộ kết cấu trước khi có sự phân bố lại nội lực trong cấu kiện có biến dạng lớn.

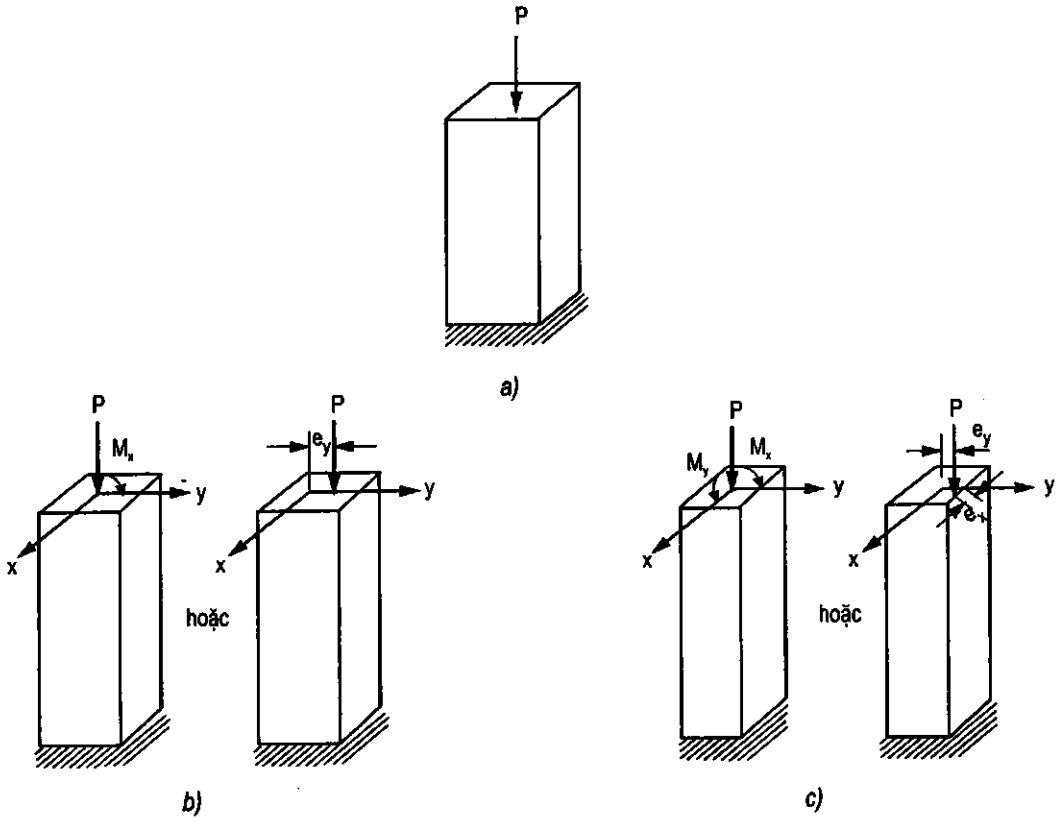
Theo vị trí đặt lực trên tiết diện, cột được phân loại thành cột chịu nén đúng tâm hoặc lệch tâm. Cột chịu nén đúng tâm chỉ chịu một mình lực dọc tại tâm cột, không có mô men tác dụng. Trong thực tế, các cột đều được thiết kế để có thể chịu các lực tác dụng chưa tính toán trước và độ lệch tâm ngẫu nhiên do ván khuôn bố trí không thẳng theo trục thiết kế của cột.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/



Hình 6-1: Các loại cột theo hình dạng tiết diện và thép đai

Cột chịu nén lệch tâm chịu tác dụng đồng thời của mô men uốn và lực dọc theo trục cấu kiện. Mô men uốn có thể biến đổi thành lực dọc đặt lệch tâm P với độ lệch tâm e. Mô men uốn cũng có thể tác dụng theo trục cấu kiện hoặc lệch trục, hoặc chịu mô men uốn theo 2 phương khác nhau (hình 6-2)



Hình 6-2: Các loại cột theo vị trí đặt lực

Sự phá hỏng của cột do vật liệu có thể bắt đầu do cốt thép ở mép biên chịu kéo bị chảy dẻo hoặc bê tông miền nén bị ép vỡ hoặc cột bị mất ổn định theo phương ngang.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Trường hợp cột bị phá hoại do vật liệu: cốt thép chảy dẻo hoặc bê tông bị ép vỡ thì được phân loại là cột ngắn hoặc cột không thanh mảnh. Khi chiều dài cột tăng lên, khả năng phá hoại do mất ổn định tăng lên. Giới hạn chuyển từ cột ngắn (phá hoại do vật liệu bị phá hỏng) sang cột dài (phá hoại do mất ổn định) được xác định theo tỷ số của chiều dài tính toán kl_u với bán kính quán tính của tiết diện r. Chiều dài tính toán l_u là khoảng cách giữa các liên kết 2 đầu cột và k là hệ số phụ thuộc vào điều kiện liên kết hai đầu cột và biến dạng ngang của cột trong khung (bị giằng hoặc không giằng). Theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép của ACI, trong trường hợp cột không giằng, nếu tỷ số kl_u/r nhỏ hơn hoặc bằng 22 thì được xem là cột ngắn, ngược lại được xem là cột dài hoặc cột mảnh. Tỷ số kl_u/r còn được gọi là độ mảnh của cột.

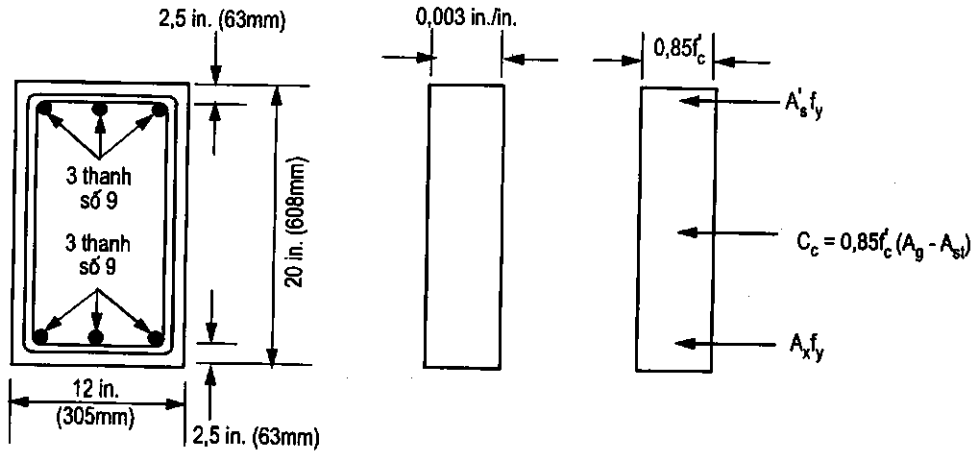
6.3. Tính toán khả năng chịu lực của cột ngắn chịu nén đúng tâm

6.3.1. Khả năng chịu lực của cột nén đúng tâm

Xét một cột có tiết diện chữ nhật, diện tích mặt cắt ngang A_g với bề rộng b và chiều cao h, diện tích cốt thép tổng cộng là A_{st} bố trí trên các cạnh của tiết diện cột. Diện tích thực tế của bê tông là $A_g - A_{st}$. Khả năng chịu lực của bê tông trên tiết diện ngang cột bằng $(A_g - A_{st})0,85f'_c$ và khả năng chịu lực của cốt thép là $A_{st}f_y$, trong đó A_g là diện tích toàn bộ tiết diện (b.h); A_{st} là tổng diện tích thép A_s và A'_s. Giá trị $0,85f'_c$ được dùng thay cho f'_c vì ứng suất thực tế có thể đạt được là $0,85f'_c$. Khả năng chịu lực của cột được xác định theo biểu thức sau đây:

$$P_o = 0,85f'_c\left(A_g - A_{st}\right) + A_{st}f_y \qquad (6\text{-}1)$$

Do giả thiết cột chịu nén đúng tâm, nên biến dạng và ứng suất trên tiết diện sẽ phân bố đều trên tiết diện ngang của cột (hình 6-3).



***Hình 6-3:** Tiết diện và phân bố ứng suất cột nén đúng tâm*

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Trong thực tế, cột chịu lực đúng tâm một cách lý tưởng rất ít gặp. Do các yếu tố ngẫu nhiên và sai số khi chế tạo, lắp dựng, tiêu chuẩn ACI quy định độ lệch tâm tối thiểu đối với cột cốt đai thường được lấy bằng 10% kích thước cạnh vuông góc với trục mô men uốn và đối với cột cốt đai lò xo là 5% đường kính cột tròn.

Để giảm nhẹ những tính toán phức tạp khi kể đến độ lệch tâm tối thiểu này, tiêu chuẩn ACI 318 quy định giảm 20% khả năng chịu lực của cột đối với cột cốt đai thường và 15% đối với cột có cốt đai lò xo. Công thức (6-1) đối với cột cốt đai thường sẽ là:

$$P_{o(max)} = 0,8\left[0,85f_c^{'}\left(A_g - A_{st}\right) + A_{st}f_y\right] \qquad (6\text{-}2a)$$

và đối với cột có cốt đai lò xo là:

$$P_{o(max)} = 0,85\left[0,85f_c^{'}\left(A_g - A_{st}\right) + A_{st}f_y\right] \qquad (6\text{-}2b)$$

Từ phương trình (6-2a) và (6-2b) ta có thể rút ra được diện tích tiết diện cột chịu nén đúng tâm tương ứng với các loại cột có cốt đai khác nhau như sau:

$$A_g = \frac{P_n}{\left(0,68f_c^{'} + 0,8\rho_t f_y\right)} \quad \text{và} \quad A_g = \frac{P_n}{\left(0,78f_c^{'} + 0,85\rho_t f_y\right)}$$

Trong trường hợp thiết kế tiết diện cột, để có cơ sở giả thiết kích thước cột, có thể sử dụng các công thức sau để xác định diện tích A_g của cột cốt đai thường với ρ_t là tổng hàm lượng thép:

$$A_g = \frac{P_n}{0,45\left(f_c^{'} + \rho_t f_y\right)} \qquad (6\text{-}3a)$$

và đối với cột có cốt đai lò xo là:

$$A_g = \frac{P_n}{0,55\left(f_c^{'} + \rho_t f_y\right)} \qquad (6\text{-}3b)$$

Khả năng chịu lực của cột được nhân với hệ số giảm độ bền ϕ sẽ được giải thích ở mục 6.5 trong chương này. Trong tính toán, giá trị (A_g - A_{st}) được tính đơn giản bằng A_g (bỏ qua diện tích thép chiếm chỗ trong bê tông).

6.3.2. Các ví dụ tính toán

Ví dụ 6.1. Xác định khả năng chịu lực của cột tiết diện chữ nhật cốt đai thường

Cột ngắn tiết diện chữ nhật cốt đai kín (thường) chịu lực dọc trục. Tiết diện cột và sơ đồ ứng suất như hình 6-3 được bố trí 3 thanh thép số hiệu #9 có đường kính 28,6 mm trên mỗi mặt tiết diện. Tính toán lực dọc trục $P_{n\,(max)}$, biết $f_c' = 4.000$ psi, $f_y = 60.000$ psi.

Lời giải:

$A_s = A_s' = 3$ in^2, do đó $A_{st} = 6$ in^2. Sử dụng phương trình (6-2a), nhận được:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$$P_{o(max)} = 0,8\left[0,85f_c'\left(A_g - A_{st}\right) + A_{st}f_y\right]$$, thay số vào ta có:

$$P_{o(max)} = 0,8\left[0,85(4.000)\left(12\times20-6\right)+6(60.000)\right] = 924.480\,lb$$

Nếu (A_g - A_{st}) được tính đơn giản bằng A_g thì kết quả trên đây sẽ là:

$$P_{o(max)} = 0,8\left[0,85(4.000)\left(12\times20\right)+6(60.000)\right] = 940.800\,lb$$

Ví dụ 6-2: Xác định khả năng chịu tải của cột ngắn có đai lò xo

Cột ngắn có tiết diện tròn, cốt đai lò xo chịu lực dọc trục. Tiết diện cột và sơ đồ ứng suất như hình 6-4 được bố trí 6 thanh thép số hiệu #8 đối xứng trên mặt cắt.

Tính toán lực dọc trục $P_{n\,(max)}$, biết $f_c' = 4.000$ psi, $f_y = 60.000$ psi.

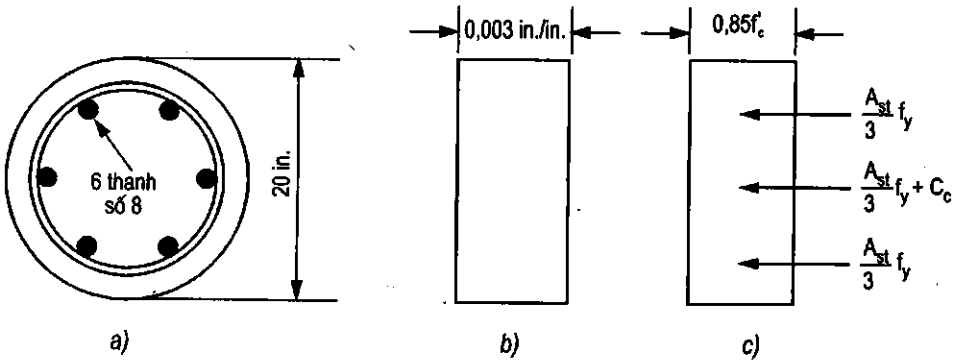
Lời giải:

$A_{st} = 4,74$ in^2. Sử dụng phương trình (6-2b), nhận được:

$$P_{o(max)} = 0,85\left[0,85f_c'(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y\right]$$, thay số vào ta có:

$$P_{o(max)} = 0,85\left[0,85(4.000)(314-4,74)+4,74(60.000)\right] = 1.135.501\,lb$$

Các giá trị nêu trong công thức trên như sau: A_{st}= 4,74 in^2; $A_g = \frac{\pi}{4}(20)^2 = 314$ in^2.



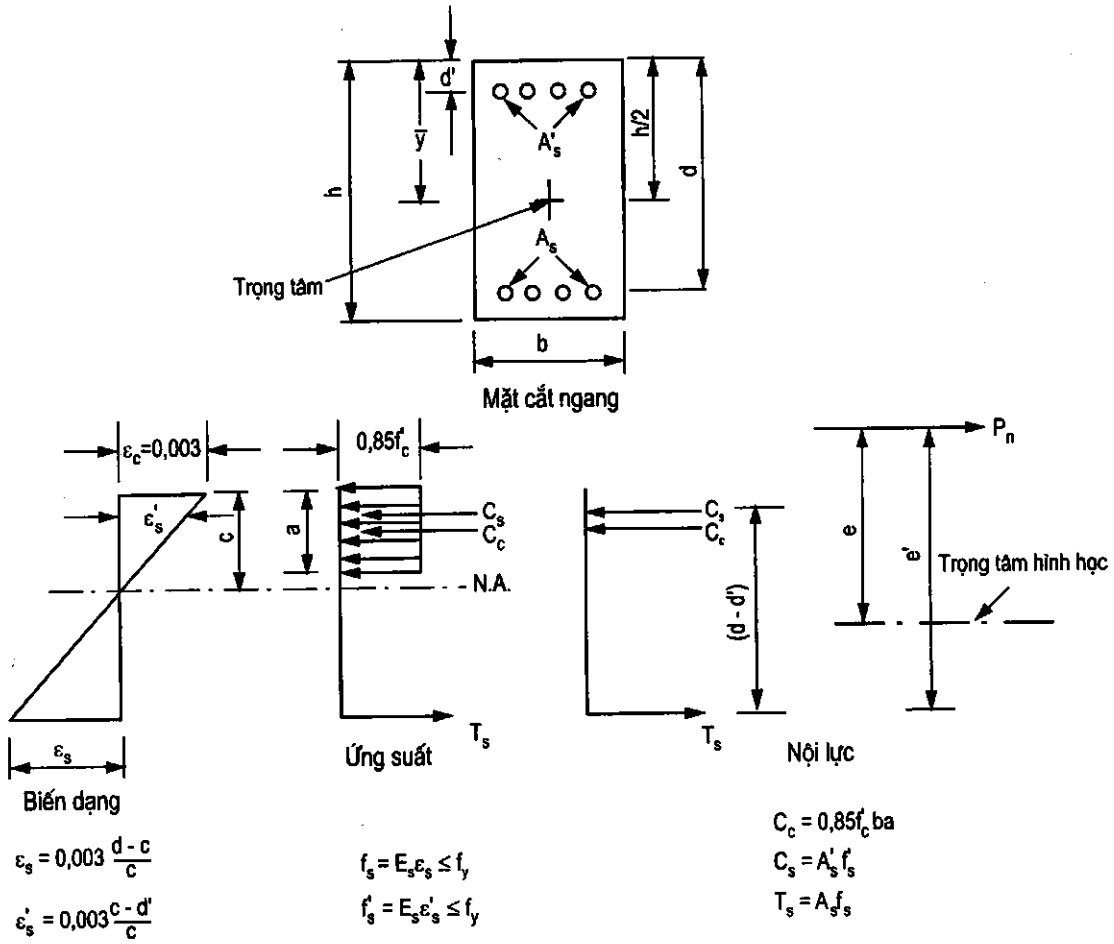
Hình 6-4: *Cột tiết diện tròn*

6.4. Tính toán khả năng chịu lực của cột ngắn chịu nén lệch tâm

6.4.1. Sơ đồ ứng suất:

Các giả thiết về phân bố ứng suất và hình dạng biểu đồ ứng suất vùng bê tông chịu nén áp dụng cho cấu kiện chịu uốn cũng được áp dụng cho cấu kiện chịu nén lệch tâm. Sơ đồ ứng suất đối với cột chịu nén lệch tâm tiết diện chữ nhật cùng biểu đồ biến dạng, ứng suất bê tông vùng nén và các lực tác dụng như hình (6-5).

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/



Hình 6-5: *Sơ đồ ứng suất cấu kiện chịu nén lệch tâm*

Ngoài mô men uốn M_n, còn có lực dọc P_n cùng tác dụng trên tiết diện tính toán. Lực P_n được đặt lệch tâm thay thế cho tác dụng của mô men và lực dọc với độ lệch tâm e so với trọng tâm tiết diện. Vị trí trục trung hoà của tiết diện sẽ là cơ sở để xác định khả năng chịu lực của cấu kiện.

6.4.2. Phương trình cơ bản

Các phương trình cơ bản của cấu kiện chịu nén lệch tâm (cột ngắn) được thiết lập từ sơ đồ ứng suất đối với cột ngắn như sau:

- Phương trình lực dọc:

$$P_n = C_c + C_s - T_s \qquad (6\text{-}4)$$

- Phương trình mô men với trọng tâm tiết diện được viết như sau:

$$M_n = P_n e = C_c\left(\bar{y} - \frac{a}{2}\right) + C_s\left(\bar{y} - d'\right) + T_s\left(d_t - \bar{y}\right) \qquad (6\text{-}5)$$

Các ký hiệu trong các công thức trên được minh hoạ trên sơ đồ ứng suất của cấu kiện chịu nén lệch tâm (hình 6-5).

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Các công thức (6-4) và (6-5) có thể viết lại như sau:

- Phương trình lực dọc:

$$P_n = 0,85f_c^{'}ab + A_s^{'}f_s^{'} - A_sf_s \qquad (6\text{-}6)$$

- Phương trình mô men:

$$M_n = P_ne = 0,85f_c^{'}ab\left(\bar{y} - \frac{a}{2}\right) + A_s^{'}f_s^{'}\left(\bar{y} - d'\right) + A_sf_s\left(d_t - \bar{y}\right) \qquad (6\text{-}7)$$

Trong đó $\bar{y}$ là khoảng cách bằng 1/2 chiều cao tiết diện (h/2). Trong phương trình (6-6), chiều cao vùng nén của bê tông giả thiết là nhỏ hơn chiều cao hữu ích của tiết diện d; cốt thép ở mép biên chịu kéo ở trạng thái bị kéo (phương của véc tơ lực như hình 6-5). Sơ đồ ứng suất nêu trên sẽ thay đổi nếu độ lệch tâm của lực dọc có giá trị rất nhỏ. Trong trường hợp này (lệch tâm nhỏ), toàn bộ tiết diện bê tông sẽ chịu nén, cốt thép A_s cũng chịu nén và dấu của A_s trong các phương trình (6-6) và (6-7) sẽ có chiều ngược lại. Giả thiết bỏ qua diện tích cốt thép trong vùng bê tông chịu nén: (ab - $A_s' \approx$ ab).

Trong thực tế, cốt thép đối xứng ($A_s = A_s'$) thường được tính toán và bố trí cho cấu kiện chịu nén lệch tâm để tránh nhầm lẫn giữa cốt thép chịu nén và chịu kéo trong khi thi công, lắp dựng cốt thép. Cốt thép đối xứng cũng được tính toán bố trí trong trường hợp ứng suất thay đổi do tải trọng gió đổi chiều, v.v...

Nếu cốt thép chịu nén được giả thiết chảy dẻo ($f_s = f_s' = f_y$), phương trình (6-6); (6-7) được viết lại như sau:

$$P_n = 0,85f_c^{'}ab \qquad (6\text{-}8a)$$

$$M_n = P_ne = 0,85f_c^{'}ab\left(\bar{y} - \frac{a}{2}\right) + A_s^{'}f_y\left(\bar{y} - d'\right) + A_sf_y\left(d - \bar{y}\right) \qquad (6\text{-}8b)$$

Hoặc (6-8b) được viết như sau với giả thiết $\bar{y} = \frac{h}{2}$ và $A_s^{'} = A_s$:

$$M_n = P_ne = 0,85f_c^{'}ab\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + A_sf_y\left(d - d'\right) \qquad (6\text{-}8c)$$

Thay (6-8a) vào (6-8c) ta có:

$$P_ne = P_n\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + A_sf_y\left(d - d'\right) \qquad (6\text{-}8d)$$

Từ phương trình (6-6), rút ra được chiều cao vùng nén a như sau:

$$a = \beta_1c = \frac{A_sf_y - A_s^{'}f_s^{'} + P_n}{0,85f_c^{'}b} \qquad (6\text{-}8e)$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Cần chú ý rằng, lực dọc P_n không thể có giá trị vượt quá khả năng chịu lực lớn nhất $P_{n(max)}$ tính toán theo công thức (6-2). Phụ thuộc vào giá trị độ lệch tâm e, ứng suất trong cốt thép chịu nén A'_s hoặc chịu kéo A_s sẽ đạt giá trị chảy dẻo f_y. Cốt thép chịu nén sẽ đạt cường độ chảy khi bê tông vùng nén bị ép vỡ (cấu kiện phá hoại khi bê tông đạt cường độ f'_c). Nếu cấu kiện bị phá hoại từ vùng kéo, giá trị f_s sẽ được thay thế bằng f_y. Trong trường hợp f'_s hoặc f_s có giá trị nhỏ hơn f_y, ứng suất thực tế sẽ được tính toán theo các công thức sau đây (hình 6-5):

$$f'_s = E_s\varepsilon'_s = E_s\frac{0,003(c-d')}{c} \le f_y \qquad (6\text{-}9a)$$

hoặc:

$$f'_s = \varepsilon'_s E_s = 0,003E_s\left(1-\frac{d'}{c}\right) \le f_y \qquad (6\text{-}9b)$$

$$f_s = E_s\varepsilon_s = E_s\frac{0,003(d_t-c)}{c} \le f_y \qquad (6\text{-}10a)$$

hoặc:

$$f_s = \varepsilon_s E_s = 0,003E_s\left(\frac{d_t}{c}-1\right) \le f_y \qquad (6\text{-}10b)$$

6.4.3. Áp dụng tính toán

Phương trình (6-6) và (6-7) có thể sử dụng để tính toán lực dọc P_n với độ lệch tâm e đối với các cấu kiện chịu nén lệch tâm. Xét 2 phương trình nêu trên, các ẩn số sau đây cần phải xác định:

- Chiều cao vùng bê tông chịu nén a;
- Ứng suất trong cốt thép chịu kéo f_s;
- Ứng suất trong cốt thép chịu nén f'_s;
- Lực dọc P_n với độ lệch tâm e hoặc ngược lại.

Ứng suất f_s và f'_s có thể biểu diễn thông qua chiều cao của trục trung hoà c theo các phương trình (6-9) và (6-10) và cũng chính là hàm của độ cao vùng nén a. Hai ẩn số còn lại là a và P_n có thể xác định được bằng các phương trình (6-6) và (6-7) nêu trên. Tuy vậy, việc kết hợp các phương trình (6-6), (6-7) và (6-8) sẽ dẫn đến một phương trình bậc 3 theo ẩn số của chiều cao trục trung hoà c. Ngoài ra, trong quá trình giải cũng phải kiểm tra ứng suất f_s và f'_s so với giá trị cường độ chảy f_y.

Quy trình tính đúng dần sau đây có thể áp dụng cho việc thiết kế các cấu kiện chịu nén lệch tâm trong trường hợp tổng quát nhất đối với tiết diện đã cho có kích thước, độ lệch tâm e:

- Giả thiết chiều cao vùng nén a, tính độ cao trục trung hoà c theo a;
- Tính toán P_n theo c theo phương trình (6-6) và $a = \beta_1 c$;

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Tính toán ứng suất f_s, f'_s theo (6-9), (6-10);
- Tính toán độ lệch tâm e theo phương trình (6-7);
- Kiểm tra (so sánh) độ lệch tâm tính toán với độ lệch tâm đã cho, nếu không đạt, tiếp tục tính lại cho đến khi hội tụ;
- Nếu độ lệch tâm lớn hơn giá trị cho trước thì chứng tỏ giá trị c (hoặc a) giả thiết nhỏ hơn giá trị chiều cao thực tế. Trong trường hợp này, tiếp tục lặp tương thích của biến dạng trên theo chiều cao của tiết diện.

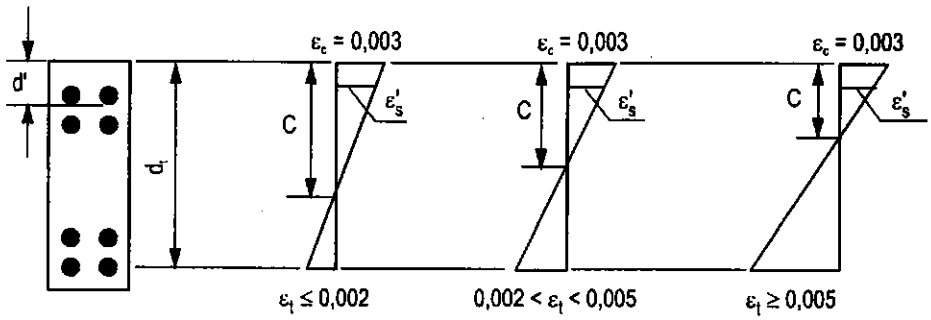
Quá trình tính toán cấu kiện chịu nén lệch tâm nêu trên dễ dàng áp dụng trong các chương trình tính toán cho máy tính. Đây là trường hợp tổng quát. Các lời giải với quá trình lặp sẽ ngắn gọn hơn nếu các giả thiết đơn giản hoá được áp dụng cho tính toán cấu kiện chịu nén lệch tâm.

6.4.4. Các điều kiện hạn chế

Phần này sẽ trình bày các nội dung liên quan đến hệ số giảm độ bền ϕ và việc tính toán kiểm tra cường độ và thiết kế các cấu kiện chịu nén.

• Các giới hạn về biến dạng:

Như đã nêu ở trên, giới hạn biến dạng đối với trường hợp phá hoại dẻo và dòn có thể thể hiện thông qua biến dạng của cốt thép lần lượt là $\varepsilon_t = 0{,}005$ và $\varepsilon_t = 0{,}002$ đối với thép loại 60 và tổng quát được tính theo $\varepsilon_t = f_y/E_s$. Xem hình 6-6 và 6-7 dưới đây.



***Hình 6-6:** Phân bố biến dạng của các trường hợp phá hoại*

• Các giới hạn về ứng suất:

1. Giới hạn phá hoại dẻo ($\varepsilon_t = 0{,}005$):

Trên cơ sở các phương trình (6-8) và (6-9), ứng suất trong cốt thép chịu nén được xác định như sau:

$$\frac{c}{d_t} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_t} = \frac{0{,}003}{0{,}003 + 0{,}005} = 0{,}375 \qquad \text{(6-11a)}$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

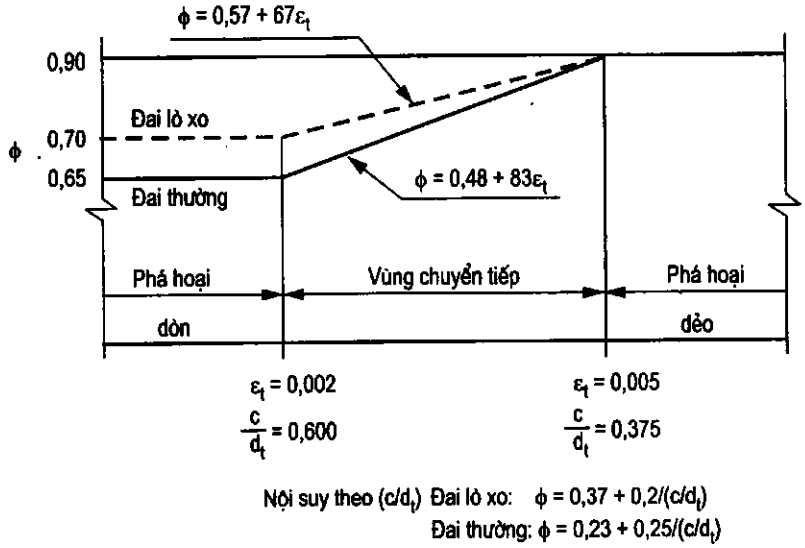
$$a = \beta_1 c = 0{,}375\beta_1 d_t \qquad (6\text{-}11b)$$

Biến dạng của thép chịu nén A_s' tính theo biểu thức sau:

$$\varepsilon_s' = 0{,}003\left(1 - \frac{d'}{c}\right) = 0{,}003\left(1 - 2{,}67\frac{d'}{d_t}\right) \qquad (6\text{-}12a)$$

Đối với thép nhóm 60, ứng suất f_s' tính theo:

$$f_s' = \varepsilon_s' E_s = 87.000\left(1 - 2{,}67\frac{d'}{d_t}\right) \le f_y \qquad (6\text{-}12b)$$



***Hình 6-7:** Biểu đồ xác định hệ số giảm độ bền ϕ*

2. Giới hạn phá hoại dòn ($\varepsilon_t = 0{,}002$):

Giới hạn chảy của thép chịu kéo trong trường hợp này bằng f_y/E_s tương ứng với trường hợp cân bằng biến dạng, thép chảy khi bê tông vùng nén bị ép vỡ, ứng suất trong cốt thép A_s có thể nhỏ hơn giới hạn chảy f_y.

Tỷ số c/d_t trong trường hợp này tính theo biểu thức sau:

$$\frac{c}{d_t} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_t} = \frac{0{,}003}{0{,}003 + 0{,}002} = 0{,}60 \qquad (6\text{-}13a)$$

$$a = \beta_1 c = 0{,}60\,\beta_1 d_t \qquad (6\text{-}13b)$$

Biến dạng của thép chịu nén tính theo biểu thức sau:

$$\frac{c}{(c - d')} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s'} = \frac{0{,}003}{\varepsilon_s'}$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

hoặc: $$\varepsilon_s' = 0{,}003\left(1-\frac{d'}{c}\right) \text{ hoặc } \varepsilon_s' = 0{,}003\left(1-\frac{d'}{0{,}60d_t}\right) \quad (6\text{-}14a)$$

$$f_s' = \varepsilon_s' E_s = 87.000\left(1-1{,}67\frac{d'}{d_t}\right) \le f_y \quad (6\text{-}14b)$$

3. Phá hoại chuyển tiếp:

Trong trường hợp này cốt thép chịu kéo A_s đã chảy dẻo nhưng cốt thép A_s' chưa chảy dẻo, $f_s' \le f_y$ và phụ thuộc vào đặc trưng hình học của tiết diện. Hệ số giảm độ bền thay đổi tuyến tính trong khoảng $\varepsilon_t > 0{,}005$, $\phi = 0{,}90$ và $\varepsilon_t \le 0{,}002$, $\phi = 0{,}65$ với thép đai thường và $\phi = 0{,}70$ với cốt thép đai lò xo (hình 6-7).

Tóm lại: trên cơ sở biến dạng của cốt thép chịu kéo, mặt cắt có thể rơi vào các trường hợp phá hoại sau đây:

- Trường hợp phá hoại dẻo nếu thép chịu kéo chảy dẻo và biến dạng lớn hơn 0,005;
- Trường hợp phá hoại chuyển tiếp: thép chịu kéo có thể chảy dẻo nhưng biến dạng nhỏ hơn 0,005 nhưng lớn hơn biến dạng ở trạng thái cân bằng là 0,002 đối với cốt thép nhóm 60, hoặc bằng f_y/E_s.
- Trường hợp phá hoại dòn: bê tông bị ép vỡ, trạng thái ứng suất phá hoại cân bằng xuất hiện và phát triển, cấu kiện bị phá hoại đồng thời cả ở vùng kéo và nén. Biến dạng của thép chịu kéo được xác định bằng 0,002 đối với thép nhóm 60.

Theo độ lệch tâm, có thể phân loại như sau:

$$e_t \ge e_{0,005} \text{ (tương ứng với } c \le 0{,}375\, d_t) \quad (6\text{-}15a)$$

$$e_{tr} = e_{0,002 \div 0,005} \text{ (tương ứng với } 0{,}375\, d_t < c < 0{,}60\, d_t) \quad (6\text{-}15b)$$

$$e_c \le e_{0,002} \text{ (tương ứng với } c \ge 0{,}60\, d_t) \quad (6\text{-}15c)$$

Trong mỗi trường hợp nêu trên, có một giá trị tương ứng của lực dọc P_n và mô men M_n và do đó có một giá trị của độ lệch tâm $e = M_n/P_n$ cho trường hợp đó.

Các ví dụ sau đây sẽ minh họa cách áp dụng các bước tính toán đối với cột ngắn chịu nén lệch tâm.

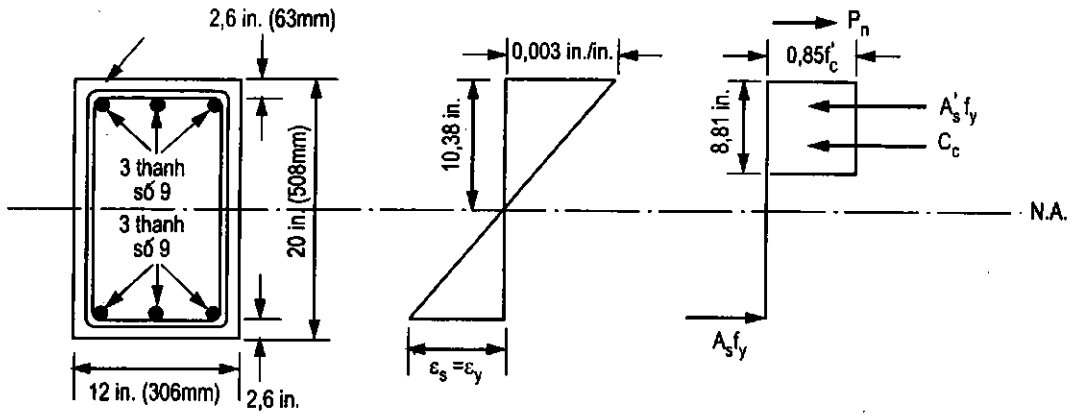
6.4.5. Các ví dụ tính toán cột ngắn

Ví dụ 6.3: Xác định khả năng chịu lực của cột chữ nhật chịu nén lệch tâm

Xác định khả năng chịu lực của cột có tiết diện như hình (6-8), đã bố trí mỗi cạnh 3 thanh thép #9. Cường độ bê tông $f_c' = 4.000$ psi, thép có $f_y = 60.000$ psi. Cột chịu nén lệch tâm với b = 12 in, d = 17,5 in, h = 20 in, d' = 2,5 in, $A_s = A_s' = 3{,}0$ in^2.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Lời giải:



Hình 6-8: *Ví dụ 6-3*

a) Trường hợp phá hoại dòn:

Trường hợp này tương tự như trạng thái cân bằng với cốt thép A_s chảy dẻo có $\varepsilon_t = 0,002$, bê tông bị ép vỡ có $\varepsilon_c = 0,003$;

- Tính ứng suất của cốt thép chịu nén theo (6-14b):

$$f'_s = \varepsilon'_s E_s = 87.000\left(1 - 1,67\frac{d'}{d_t}\right) = 87.000\left(1 - 1,67\frac{2,5}{17,5}\right) = 66.244 \text{ psi} > f_y;$$

do đó dùng giá trị $f'_s = f_y = 60.000$ psi trong tính toán.

- Tỷ số $c/d_t = 0,60$ tương ứng với $\varepsilon_t = 0,002$;

- Từ phương trình (6-13b) ta có: $a = \beta_1 c = 0,60\ \beta_1 d_t = 0,60\ (0,85)(17,5) = 8,93$ in

- Từ phương trình (6-6), thay $f'_s = f_y$, ta có:

$$P_n = 0,85f'_c ab + A'_s f'_s - A_s f_s = 0,85(4.000)(8,93)(12) + 3,0(60.000) - 3,0(60.000) = 364.344 \text{ lb}$$

- Từ phương trình (6-7), ta có:

$$M_n = P_n e = 0,85f'_c ab\left(\bar{y} - \frac{a}{2}\right) + A'_s f'_s\left(\bar{y} - d'\right) + A_s f_s\left(d - \bar{y}\right), \text{ thay số vào ta có:}$$

$$M_n = 364.344\left(\frac{20}{2} - \frac{8,93}{2}\right) + 3,0(60.000)\left(\frac{20}{2} - 2,5\right) + 3,0(60.000)\left(17,5 - \frac{20}{2}\right)$$

$$= 4.716.644 \text{ in-lb}$$

- Độ lệch tâm e: $e = \dfrac{M_n}{P_n} = \dfrac{4.716.644}{364.340} = 13,0 \text{ in}$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

b) Trường hợp phá hoại dẻo:

- Giới hạn chảy dẻo của thép $\varepsilon_t = 0{,}005$, tương ứng với tỷ số $c/d_t = 0{,}375$;

- Từ phương trình (6-12b), ta có:

$$f_s' = \varepsilon_s' E_s = 87.000\left(1 - 2{,}67\frac{d'}{d_t}\right) = 87.000\left(1 - 2{,}67\frac{2{,}5}{17{,}5}\right) = 53.816 \text{ psi} < f_y$$

- Từ phương trình (6-11b), ta có: $a = \beta_1 c = 0{,}375\beta_1 d_t = 0{,}375(0{,}85)(17{,}5) = 5{,}58$ in.

- Từ phương trình (6-6), ta có:

$$P_n = 0{,}85f_c'ab + A_s'f_s' - A_sf_s = 0{,}85(4.000)(5{,}58)(12) + 3{,}0(53.816) - 3{,}0(60.000) = 209.112 \text{ lb}$$

- Từ phương trình (6-7), ta có:

$M_n = P_n e = 0{,}85f_c'ab\left(\bar{y} - \frac{a}{2}\right) + A_s'f_s'\left(\bar{y} - d'\right) + A_sf_s\left(d_t - \bar{y}\right)$, thay số vào ta có:

$$M_n = 227.664\left(\frac{20}{2} - \frac{5{,}58}{2}\right) + 3{,}0(53.186)\left(\frac{20}{2} - 2{,}5\right) + 3{,}0(60.000)\left(17{,}5 - \frac{20}{2}\right)$$

$$= 4.188.142 \text{ in-lb}$$

- Độ lệch tâm e: $e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{4.188.142}{209.112} = 20$ in

Từ kết quả tính toán như trên, ta có thể nhận thấy, khi cấu kiện chuyển từ trạng thái phá hoại dòn sang phá hoại dẻo, độ lệch tâm tăng lên, chuyển sang phá hoại từ miền chịu kéo (phá hoại dẻo).

Ví dụ 6.4: Xác định khả năng chịu lực cột chịu nén lệch tâm - Phá hoại chuyển tiếp

Tính toán khả năng chịu lực của cột chịu nén lệch tâm (hình 6-9) với các số liệu như sau nếu độ lệch tâm của tải trọng là 16 in: b = 12 in, $d = d_t = 17{,}5$ in, h = 20 in, d' = 2,5 in, $A_s = A_s' = 3{,}0$ in^2, $f_c' = 4.000$ psi, $f_y = 60.000$ psi

Lời giải:

- Độ lệch tâm e cho trước là 16 in, so sánh với độ lệch tâm trong trường hợp phá hoại dòn ($e_c = 13{,}0$ in) và phá hoại dẻo ($e_t = 20{,}0$ in), thì với độ lệch tâm e = 16 in, sẽ rơi vào trường hợp phá hoại chuyển tiếp ($e_{cho\ trước} = 16$ in). Cốt thép vùng kéo chảy dẻo, đạt cường độ $f_s = f_y = 60.000$ psi.

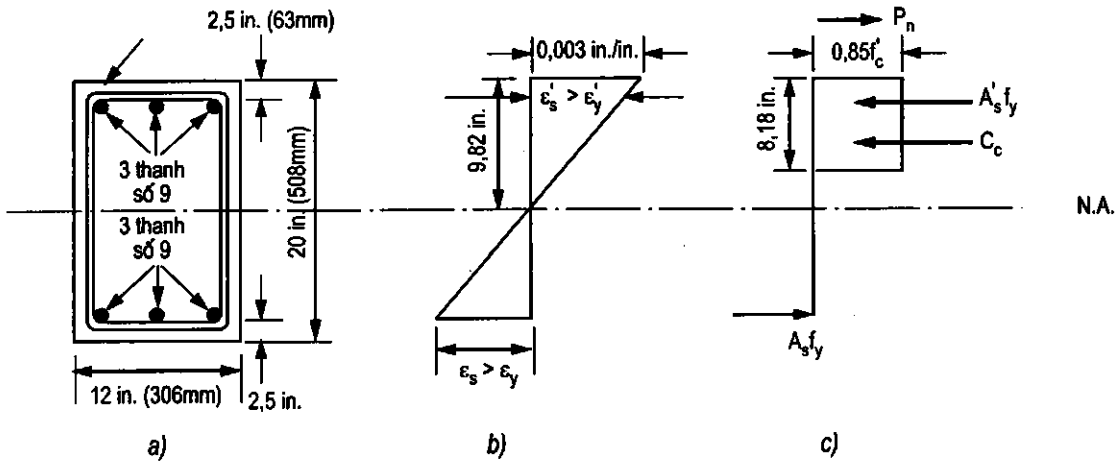
- Giả thiết tỷ số $c/d_t = 0{,}44$, tương ứng với độ lệch tâm cho trước e = 16 in.

$$c = 0{,}44(17{,}5) = 7{,}70 \text{ in}, \qquad a = \beta_1 c = 0{,}85(7{,}70) = 6{,}55 \text{ in}$$

- Xác định biến dạng của thép chịu kéo A_s:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$\varepsilon_s = 0,003\left(\frac{d_t}{c} - 1\right) = 0,003\left(\frac{17,5}{7,70} - 1\right) = 0,00382$; thuộc trường hợp phá hoại chuyển tiếp và cốt thép A_s đạt cường độ chảy.



Hình 6-9: Ví dụ 6-4

- Xác định ứng suất của cốt thép chịu nén theo phương trình (6-12b):

$$f_s' = \varepsilon_s' E_s = 87.000\left(1 - \frac{d'}{c}\right) = 87.000\left(1 - \frac{2,5}{7,7}\right) = 58.753 \text{ psi} < f_y$$

- Từ hình (6-8), tính được các giá trị lực như sau:

$$C_c = 0,85 f_c' ab = 0,85(4.000)(6,55)(12) = 267.240 \text{ lb.}$$

$$C_s = A_s' f_s' = 3,0(58.753) = 176.259 \text{ lb.}$$

$$T_s = A_s f_s = 3,0(60.000) = 180.000 \text{ lb.}$$

- Từ phương trình (6-4), ta có:

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 267.240 + 176.259 - 180.000 = 263.499 \text{ lb}$$

- Từ phương trình (6-5), ta có:

$$M_n = P_n e = C_c\left(\bar{y} - \frac{a}{2}\right) + C_s\left(\bar{y} - d'\right) + T_s\left(d_t - \bar{y}\right)$$, thay số vào ta có:

$$M_n = 267.240\left(10 - \frac{6,55}{2}\right) + 176.259(10 - 2,5) + 180.000(17,5 - 10) = 4.469.132 \text{ in-lb}$$

- Độ lệch tâm e: $e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{4.469.132}{263.499} = 17 \text{ in} > e = 16 \text{ in}$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Như vậy, để đạt được độ lệch tâm nhỏ hơn, chúng ta phải giả thiết tỷ số c/d_t lớn hơn, tăng vùng nén của bê tông và giảm độ lệch tâm e. Tiếp tục thử lại với giá trị $c/d_t = 0,47$.

- Giả thiết giá trị $c/d_t = 0,47$.

$$c = 0,47(17,5) = 8,23 \text{ in}, \; a = \beta_1 c = 0,85(8,23) = 7,0 \text{ in}$$

- Xác định ứng suất của cốt thép chịu nén theo phương trình (6-12b):

$$f_s' = \varepsilon_s' E_s = 87.000\left(1 - \frac{d'}{c}\right) = 87.000\left(1 - \frac{2,5}{8,23}\right) = 60.572 \text{ psi} > f_y$$

Sử dụng $f_s' = f_y = 60.000$ psi trong tính toán tiếp theo.

$$C_c = 0,85 f_c' ab = 0,85(4.000)(7,0)(12) = 285.600 \text{ lb.}$$

$$C_s = A_s' f_s' = 3,0(60.000) = 180.000 \text{ lb.}$$

$$T_s = A_s f_s = 3,0(60.000) = 180.000 \text{ lb.}$$

- Từ phương trình (6-4), ta có:

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 285.600 + 180.000 - 180.000 = 285.600 \text{ lb}$$

- Từ phương trình (6-5), ta có:

$$M_n = P_n e = C_c\left(\bar{y} - \frac{a}{2}\right) + C_s\left(\bar{y} - d'\right) + T_s\left(d_t - \bar{y}\right), \text{ thay số vào ta có:}$$

$$M_n = 285.600\left(10 - \frac{7,0}{2}\right) + 180.000(10 - 2,5) + 180.000(17,5 - 10) = 4.556.400 \text{ in-lb}$$

- Độ lệch tâm e: $$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{4.556.400}{285.600} = 15,95 \text{ in} \approx e = 16 \text{ in}$$

Khả năng chịu lực lớn nhất $P_n = 285.600$ lb (1.270 kN) với độ lệch tâm e = 16 in.

Ví dụ 6.5: Xác định khả năng chịu lực cột chịu nén lệch tâm - Phá hoại chuyển tiếp

Cấu kiện chịu nén lệch tâm tiết diện chữ nhật, kích thước b = 12 in, h = 15 in (hình 6-10) chịu tải trọng có độ lệch tâm e = 10 in (254 mm). Xác định P_n và mô men M_n cho cấu kiện nêu trên. Biết $f_c' = 6.000$ psi, $f_y = 60.000$ psi. Mỗi cạnh bố trí 3 thanh thép số hiệu N°. 9.

Lời giải:

- Độ lệch tâm cho trước e = 10 in, $d = d_t = 12,5$ in.

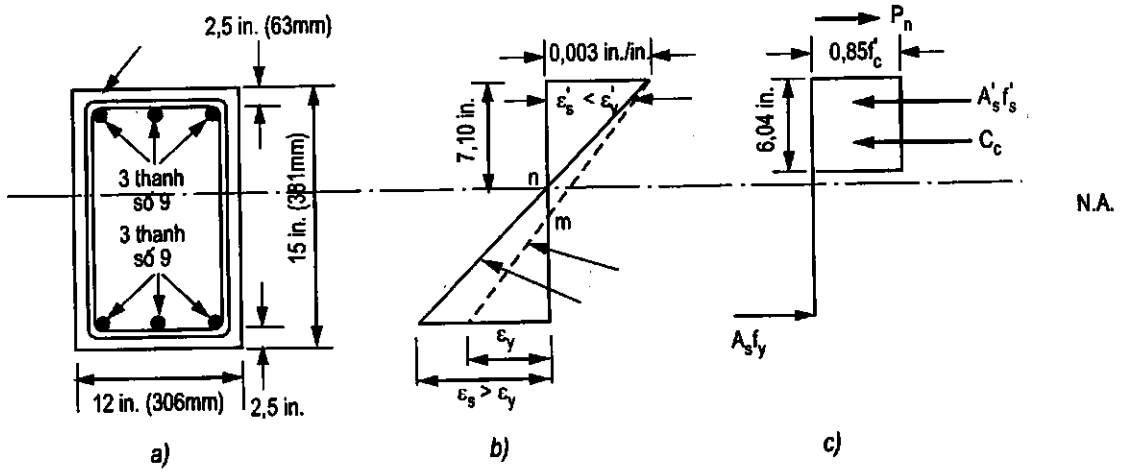
- Giả thiết lần đầu: tỷ số $c/d_t = 0,50$, cấu kiện thuộc trường hợp phá hoại chuyển tiếp. Thép ở miền chịu kéo chảy dẻo, đạt cường độ $f_s = f_y = 60.000$ psi.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$c = 0,50\ (12,5) = 6,25$ in

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05\left(\frac{6.000 - 4.000}{1.000}\right) = 0,75$$

$a = \beta_1 c = 0,75\ (6,25) = 4,69$ in



Hình 6-10: Ví dụ 6-5

- Xác định ứng suất của cốt thép chịu nén theo phương trình (6-12b):

$$f_s' = \varepsilon_s' E_s = 87.000\left(1 - \frac{d'}{c}\right) = 87.000\left(1 - \frac{2,5}{6,25}\right) = 52.200 \text{ psi} < f_y$$

- Từ (6-8) ta có:

$$C_c = 0,85 f_c' ab = 0,85\ (6.000)(4,69)(12) = 287.028 \text{ lb.}$$

$$C_s = A_s' f_s' = 3,0(52.200) = 156.600 \text{ lb.}$$

$$T_s = A_s f_s = 3,0(60.000) = 180.000 \text{ lb.}$$

- Từ phương trình (6-4), ta có:

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 287.028 + 156.600 - 180.000 = 263.628 \text{ lb}$$

$$\bar{y} = \frac{h}{2} = \frac{15}{2} = 7,50 \text{ in.}$$

- Từ phương trình (6-5), ta có:

$$M_n = C_c\left(\bar{y} - \frac{a}{2}\right) + C_s\left(\bar{y} - d'\right) + T_s\left(d_t - \bar{y}\right)$$, thay số vào ta có:

$$M_n = 287.028\left(7,5 - \frac{4,69}{2}\right) + 156.600(7,5 - 2,5) + 180.000(12,5 - 7,5) = 3.162.629 \text{ in-lb}$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Độ lệch tâm e: $e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{3.162.629}{263.628} = 12,0\,in > e = 10\,in$, cần tăng chiều cao vùng nén để giảm độ lệch tâm e so với lần thử đầu tiên.

- Giả thiết lần 2: tỷ số $c/d_t = 0,59$, cột vẫn làm việc trong trường hợp phá hoại chuyển tiếp.

$c = 0,59\ (12,5) = 7,38$ in,

$a = \beta_1 c = 0,75\ (7,38) = 5,54$ in

- Xác định ứng suất của cốt thép chịu nén theo phương trình (6-12b):

$$f_s' = \varepsilon_s' E_s = 87.000\left(1 - \frac{d'}{c}\right) = 87.000\left(1 - \frac{2,5}{7,38}\right) = 57.528\,psi < f_y$$

- Từ (6-8) ta có:

$$C_c = 0,85 f_c' ab = 0,85\ (6.000)(5,54)(12) = 339.048\ lb.$$

$$C_s = A_s' f_s' = 3,0(57.528) = 172.584\ lb.$$

$$T_s = A_s f_s = 3,0(60.000) = 180.000\ lb.$$

- Từ phương trình (6-4), ta có:

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 339.048 + 172.584 - 180.000 = 331.632\ lb$$

- Từ phương trình (6-5), ta có:

$$M_n = C_c\left(\bar{y} - \frac{a}{2}\right) + C_s\left(\bar{y} - d'\right) + T_s\left(d_t - \bar{y}\right)$$, thay số vào ta có:

$$M_n = 339.048\left(7,5 - \frac{5,54}{2}\right) + 172.584\left(7,5 - 2,5\right) + 180.000\left(12,5 - 7,5\right) = 3.366.617\ in\text{-}lb$$

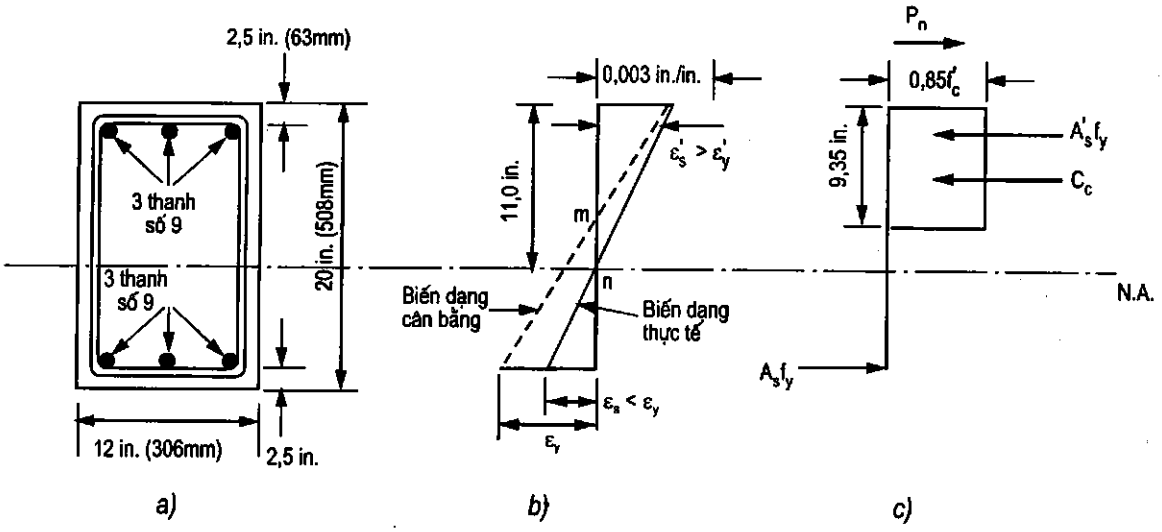
- Độ lệch tâm e: $e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{3.366.617}{331.632} = 10,15\,in \approx e = 10,0\,in$, đạt yêu cầu hội tụ.

Như vậy cấu kiện thuộc trường hợp phá hoại chuyển tiếp, cốt thép A_s chảy dẻo, thép ở vùng nén A_s' không chảy dẻo, độ lệch tâm e = 10 in sẽ nằm trong phạm vi giữa e_t (phá hoại dẻo) và e_c (phá hoại dòn) như đã phân loại ở trên (6-15a,b,c).

Ví dụ 6.6 - Xác định khả năng chịu tải cột chịu nén lệch tâm - Phá hoại dẻo $f_y < f_s'$

Cấu kiện chịu nén lệch tâm tiết diện chữ nhật, kích thước b = 12 in, d = 17,5 in, h = 20 in, d' = 2,5 in. $A_s = A_s' = 3,0\ in^2$, chịu tải trọng có độ lệch tâm e = 10 in (254 mm) (hình 6-11). Xác định P_n và mô men M_n cho cấu kiện nêu trên. Biết $f_c' = 4.000$ psi, $f_y = 60.000$ psi. Mỗi cạnh bố trí 3 thanh thép số hiệu N°.9.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/



Hình 6-11: *Ví dụ 6-6*

Lời giải:

- Giả thiết lần đầu: tỷ số $c/d_t = 0,66$ cấu kiện thuộc trường hợp phá hoại dòn.

$c = 0,66\ (17,5) = 11,55$ in,

$a = \beta_1 c = 0,85\ (11,55) = 9,82$ in (cho lần giả thiết đầu tiên).

- Xác định ứng suất của cốt thép chịu nén theo phương trình (6-14b):

$$f_s' = \varepsilon_s' E_s = 87.000\left(1 - 1,67\frac{d'}{d_t}\right) = 87.000\left(1 - 1,67\frac{2,5}{17,5}\right) = 66.244 \text{ psi} > f_y,$$

do đó dùng giá trị $f_s' = 60.000$ psi trong tính toán tiếp theo.

- Vì cấu kiện thuộc trường hợp phá hoại dòn, nên ứng suất trong cốt thép chịu kéo A_s sẽ nhỏ hơn cường độ chảy f_y, xác định ứng suất f_s theo phương trình (6-10b):

$$f_s = \varepsilon_s E_s = 0,003E_s\left(\frac{d_t}{c} - 1\right) = 0,003(29.10^6)\left(\frac{17,5}{11,55} - 1\right) = 45.391 \text{ psi} < f_y$$

- Từ phương trình (6-6), ta có:

$$P_n = 0,85f_c'ab + A_s'f_s' - A_sf_s = 0,85(4.000)(9,82)(12) + 3,0(60.000) - 3,0(45.391)$$

$$P_n = 400.656 + 180.000 - 136.173 = 444.483 \text{ lb}$$

- Từ phương trình (6-7), ta có:

$$M_n = P_ne_c = 0,85f_c'ab\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + A_s'f_s'\left(\frac{h}{2} - d'\right) + A_sf_s\left(d_t - \frac{h}{2}\right),$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

thay số vào ta có:

$$M_n = 400.656\left(\frac{20}{2} - \frac{9,82}{2}\right) + 180.000\left(\frac{20}{2} - 2,5\right) + 136.173\left(17,5 - \frac{20}{2}\right) = 4.410.637 \text{ in-lb}$$

- Độ lệch tâm e: $e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{4.410.637}{444.483} = 9,92 \text{ in} < e_{required} = 10 \text{ in}$

Cần giảm chiều cao vùng nén để tăng độ lệch tâm e so với lần thử đầu tiên.

- Giả thiết lần 2: tỷ số $c/d_t = 0,655$, cột vẫn làm việc trong trường hợp phá hoại chuyển tiếp.

$c = 0,655\ (17,5) = 11,46$ in,

$a = \beta_1 c = 0,85\ (11,46) = 9,74$ in

- Ứng suất trong A'_s vẫn dùng $f'_s = 60.000$ psi như trong lần giả thiết đầu tiên.

- Xác định ứng suất f_s theo phương trình (6-10b):

$$f_s = \varepsilon_s E_s = 0,003E_s\left(\frac{d_t}{c} - 1\right) = 0,003(29.10^6)\left(\frac{17,5}{11,46} - 1\right) = 45.853 \text{ psi} < f_y$$

- Từ phương trình (6-6), ta có:

$$P_n = 0,85f'_c ab + A'_s f'_s - A_s f_s = 0,85(4.000)(9,74)(12) + 3,0(60.000) - 3,0(45.853)$$

$$P_n = 397.392 + 180.000 - 137.559 = 439.833 \text{ lb}$$

- Từ phương trình (6-7), ta có:

$$M_n = 397.392\left(\frac{20}{2} - \frac{9,74}{2}\right) + 180.000\left(\frac{20}{2} - 2,5\right) + 137.559\left(17,5 - \frac{20}{2}\right) = 4.420.313 \text{ in-lb}$$

- Độ lệch tâm e: $e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{4.420.313}{439.833} = 10,05 \text{ in} \approx e_{required} = 10 \text{ in}$

Thoả mãn điều kiện hội tụ.

Như vậy cấu kiện thuộc trường hợp phá hoại dòn, cốt thép A_s không chảy dẻo, thép ở vùng nén A'_s chảy dẻo, độ lệch tâm e = 10 in sẽ nhỏ hơn độ lệch tâm giới hạn của trường hợp phá hoại dòn e_c như đã phân loại ở trên (6-15).

6.5. Các trường hợp đặc biệt khác của cột ngắn chịu nén lệch tâm

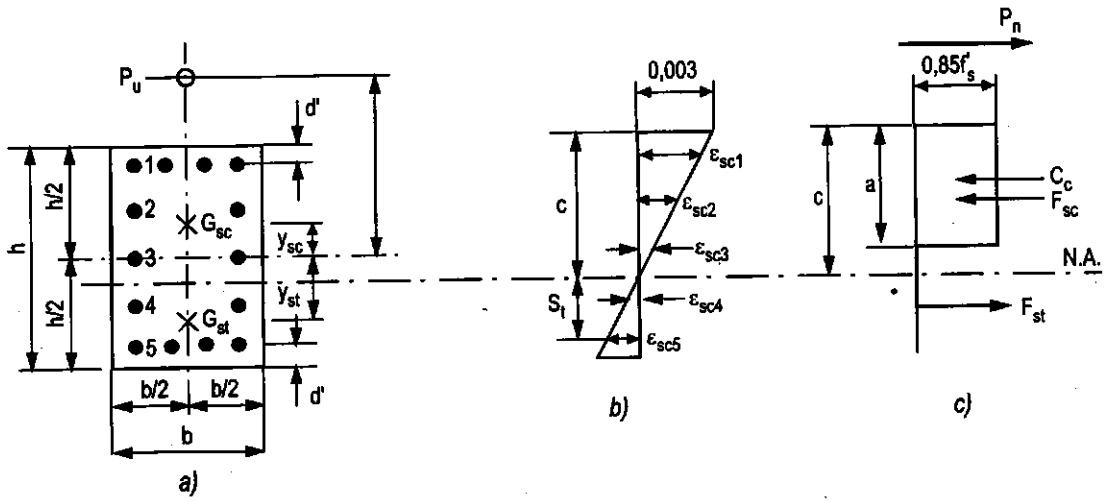
6.5.1. Trường hợp tổng quát, thép bố trí trên tất cả các cạnh

Trong một số trường hợp, cốt thép được bố trí trên tất cả các cạnh của tiết diện, tại các mặt cắt ngang của tiết diện, diện tích thép phân bố sẽ khác nhau. Việc tính toán sẽ được thực hiện theo giá trị ứng suất thực tế của các lớp cốt thép với các biến dạng cụ thể ở từng vị trí trên tiết diện.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Các phương trình (6-6) và (6-7) sẽ phải điều chỉnh lại cho phù hợp với các lớp cốt thép khác nhau và quy trình tính toán thử dần cũng sẽ phải thay đổi cho phù hợp với những thay đổi ứng suất trong các lớp cốt thép.

Hình (6-12) minh họa tiết diện cột bố trí thép ở cả 4 mặt, biến dạng và lực tác dụng trên tiết diện cột chịu nén lệch tâm.



Hình 6-12: Cột bố trí thép 4 mặt

Trong hình 6-12:

G_{sc} là trọng tâm đặt lực của các cốt thép chịu nén;

G_{st} là trọng tâm đặt lực của các cốt thép chịu kéo;

F_{sc} là hợp lực của các cốt thép chịu nén $= \sum A'_s f_{sc}$;

F_{st} là hợp lực của các cốt thép chịu kéo $= \sum A_s f_{st}$;

Các ký hiệu cánh tay đòn của lực xem hình 6-12.

Các phương trình cân bằng lực và mô men tính theo ẩn số c sẽ là:

$$P_n = 0,85 f'_c b \beta_1 c + F_{sc} - F_{st} \qquad (6\text{-}16a)$$

$$P_n e = 0,85 f'_c b \beta_1 c \left(\frac{h}{2} - \frac{1}{2}\beta_1 c \right) + \sum A'_s f_{sc} s_i + \sum A_s f_{st} s_i \qquad (6\text{-}16b)$$

hoặc:

$$P_n e = 0,85 f'_c b \beta_1 c \left(\frac{h}{2} - \frac{1}{2}\beta_1 c \right) + F_{sc} y_{sc} + F_{st} y_{st} \qquad (6\text{-}16c)$$

- Các bước thử dần trong tính toán cũng được áp dụng với việc giả thiết độ cao vùng nén c và tính được chiều cao a của vùng bê tông chịu nén. Biến dạng của các lớp cốt thép được xác định tuỳ theo vị trí của chúng đối với trục trung hoà giả thiết theo giả thiết phân bố biến dạng là đường thẳng theo chiều cao tiết diện. Ứng suất trong mỗi lớp cốt thép được xác định theo biểu thức sau:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$$f_{si} = E_s \varepsilon_c \frac{s_i}{c} = 87.000 \frac{s_i}{c}; \qquad (6\text{-}16d)$$

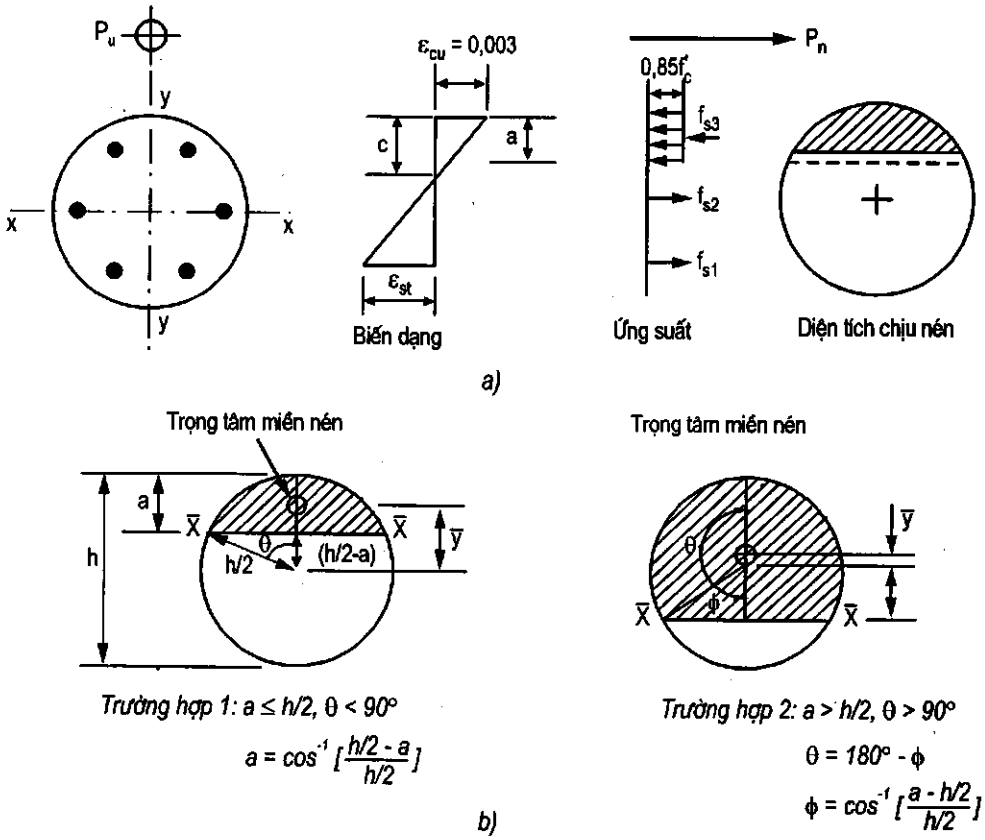
trong đó: f_{si} phải có giá trị $\le f_y$ và s_i là khoảng cách từ trục trung hoà đến vị trí các lớp thép tính toán ở vùng nén hoặc kéo.

- Xác định được P_n tương ứng với độ lệch tâm giả thiết ở trên, thay P_n tính theo (6-16a) vào (6-16b), ta sẽ có một phương trình với ẩn số là c. Nếu giá trị c tìm được không trùng với giả thiết ban đầu thì phải tiếp tục thử dần bước tiếp theo.

Giá trị P_n cuối cùng (sau khi giá trị c đã hội tụ) là trị số cần xác định.

6.5.2. Cấu kiện chịu nén lệch tâm tiết diện tròn

Tùy thuộc độ cao của vùng bê tông chịu nén mà cột tiết diện tròn được phân thành hai trường hợp như sau (hình 6-13):



Hình 6-13: *Cột chịu nén tiết diện tròn*

Trường hợp 1: $a \le \frac{h}{2}$; $\theta < 90^o$

$$\theta = \cos^{-1}\left(\frac{h/2 - a}{h/2}\right) \qquad (6\text{-}17a)$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Trường hợp 2: $a > \frac{h}{2}$; $\theta > 90^o$

$$\theta = \cos^{-1}\left(\frac{h/2 - a}{h/2}\right) \quad \text{và } \phi = \cos^{-1}\left(\frac{a - h/2}{h/2}\right) \qquad (6\text{-}17b)$$

Diện tích phần bê tông chịu nén tính toán theo biểu thức sau:

$$\overline{A}_c = h^2\left(\frac{\theta_{rad} - \sin\theta\cos\theta}{4}\right) \qquad (6\text{-}18a)$$

trong đó: θ bằng radian (1 radian = 180/π = 57,3°).

- Mô men của phần bê tông chịu nén đối với trọng tâm tiết diện cột tròn là:

$$\overline{A}_c\overline{y} = h^3\left(\frac{\sin^3\theta}{12}\right) \qquad (6\text{-}18b)$$

trong đó: $\overline{y}$ là khoảng cách từ trọng tâm của diện tích vùng bê tông chịu nén đến tâm mặt cắt tròn.

Các công thức sau đây nhằm xác định khoảng cách từ mép biên vùng nén đến các lớp thép phân bố xung quanh cột tròn, phục vụ việc tính mô men do từng lớp thép tham gia vào phương trình mô men lấy với trục đi qua tâm mặt cắt tròn.

$$d_i = \frac{h}{2} - \frac{\gamma h_i}{2}\left(\cos\theta_{thanhthep}\right) \qquad (6\text{-}19a)$$

trong đó: γ = (h - 2d')/h (tỷ lệ giữa khoảng cách các thanh cốt thép đối diện so với đường kính cột tròn).

Ứng suất trong các thanh thép ở vùng chịu nén f'_{si} (phía trên trục trung hoà) tính theo biểu thức sau:

$$f_{si} = 87.000\left(1 - \frac{d_i}{c}\right) \le f_y \qquad (6\text{-}19b)$$

Ứng suất trong các thanh thép ở vùng chịu kéo f_{si} (phía dưới trục trung hoà) tính theo biểu thức sau:

$$f'_{si} = 87.000\left(\frac{d_i}{c} - 1\right) \le f_y \qquad (6\text{-}19c)$$

Lực dọc tính toán.theo biểu thức sau (chú ý cả thép chịu nén và chịu kéo):

$$P_n = 0,85f'_c\overline{A}_c + \sum f_{si}A_{si} \qquad (6\text{-}20a)$$

Mô men lấy với tâm mặt cắt tròn tính theo biểu thức sau:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$$M_n = 0,85f_c'\overline{A}_c\overline{y} + \sum f_{si}A_{si}\left(\frac{h}{2} - d_i'\right) \quad (6\text{-}20b)$$

Tiêu chuẩn ACI 318 yêu cầu có tối thiểu 6 thanh thép dọc được bố trí trong cột tròn. Để thuận tiện so sánh kiểm tra, các giá trị biến dạng, ứng suất, lực dọc và mô men của từng lớp thép nên được tính toán riêng và ghi thành bảng.

6.6. Tính toán gần đúng theo công thức của Whitney

Trong các trường hợp không áp dụng quy trình thử dần, công thức kinh nghiệm của Whitney có thể áp dụng với sai số chấp nhận được.

6.6.1. Đối với cấu kiện chữ nhật

Lời giải của Whitney dựa trên những giả thiết sau đây:

- Thép được bố trí một lớp đối xứng ở 2 mặt của cấu kiện và song song với trục của mô men uốn;
- Cốt thép chịu nén chảy dẻo;
- Không kể đến phần chiếm chỗ của thép chịu nén ở phần diện tích bê tông chịu nén;
- Chiều cao vùng bê tông chịu nén được lấy trung bình là 0,54d tương ứng với điều kiện cân bằng của tiết diện chữ nhật;
- Các đường của biểu đồ tương tác trong vùng chịu nén là đường thẳng.

Trong đa số các trường hợp, phương trình Whitney dẫn đến kết quả an toàn hơn, ngoại trừ khi tải trọng tác dụng có giá trị lớn hơn trường hợp cân bằng tương ứng với trường hợp phá hoại dẻo và khi độ lệch tâm rất nhỏ. Trong trường hợp khác, kết quả có thể "không an toàn".

Có thể dùng phương trình gần đúng của Whitney để tính toán các thông số cho lần tính lặp đầu tiên trong các bước tính chính xác.

Đối với trường hợp phá hoại dòn, phương trình đối với tiết diện chữ nhật có thể viết dưới dạng sau:

$$P_n = \frac{A_s'f_y}{[e/(d-d')]+0,5} + \frac{bhf_c'}{(3he/d^2)+1,18} \quad (6\text{-}21)$$

Ví dụ sau đây sẽ minh họa cách áp dụng phương trình (6-21).

6.6.2. Ví dụ bằng số đối với cấu kiện chữ nhật

Ví dụ 6.7: Tính toán cột chịu nén lệch tâm - Phá hoại dòn theo phương pháp Whitney

Cấu kiện chịu nén lệch tâm tiết diện chữ nhật, kích thước b = 12 in, d = 17,5 in, h = 20 in, d' = 2,5 in. $A_s = A_s' = 3,0$ in^2, (hình 6-11) chịu tải trọng có độ lệch tâm e = 6 in và e = 10 in.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Xác định lực dọc P_n cho cấu kiện theo công thức của Whitney?

Lời giải:

- Đối với trường hợp e = 6 in:

$$P_n = \frac{3,0(60.000)}{[6/(17,5-2,5)]+0,5} + \frac{(12)(20)(4.000)}{[3(20)(6)/17,5^2]+1.18} = 606.800 \text{ lb}$$

- Đối với trường hợp e = 10 in:

$$P_n = \frac{3,0(60.000)}{[10/(17,5-2,5)]+0,5} + \frac{(12)(20)(4.000)}{[3(20)(6)/17,5^2]+1,18} = 460.953 \text{lb}$$

Lời giải chính xác với các bước lặp đúng dần bao gồm cả việc tính đến sự chiếm chỗ của thép trong bê tông vùng nén cho kết quả như sau: P_n = 433.138 lb, cho thấy lời giải gần đúng không phải lúc nào cũng cho kết quả an toàn như đã nói ở trên.

6.6.3. Đối với cấu kiện tiết diện tròn

Cũng như trường hợp cột chữ nhật, các phương trình lực và mô men cũng có thể sử dụng để tính toán cột có tiết diện tròn, tức là xác định P_n đối với một giá trị độ lệch tâm e nào đó. Các dạng phương trình cân bằng cũng tương tự như (6-6) và (6-7) trừ một vài điểm khác như:

- Hình dạng của vùng bê tông chịu nén là hình cắt ngang hình tròn;

- Các thanh thép ở miền chịu kéo và nén không tập trung tại thớ căng chịu kéo và nén; do đó việc tính ứng suất cho từng lớp thép sẽ xem xét riêng rẽ. Diện tích và vị trí trọng tâm của mảnh hình tròn cắt ngang được tính theo các biểu thức toán học.

Công thức thực nghiệm nêu trên có thể dùng làm công cụ để tính trước kích thước gần với bước lặp và tiết kiệm thời gian tính lặp cho cấu kiện.

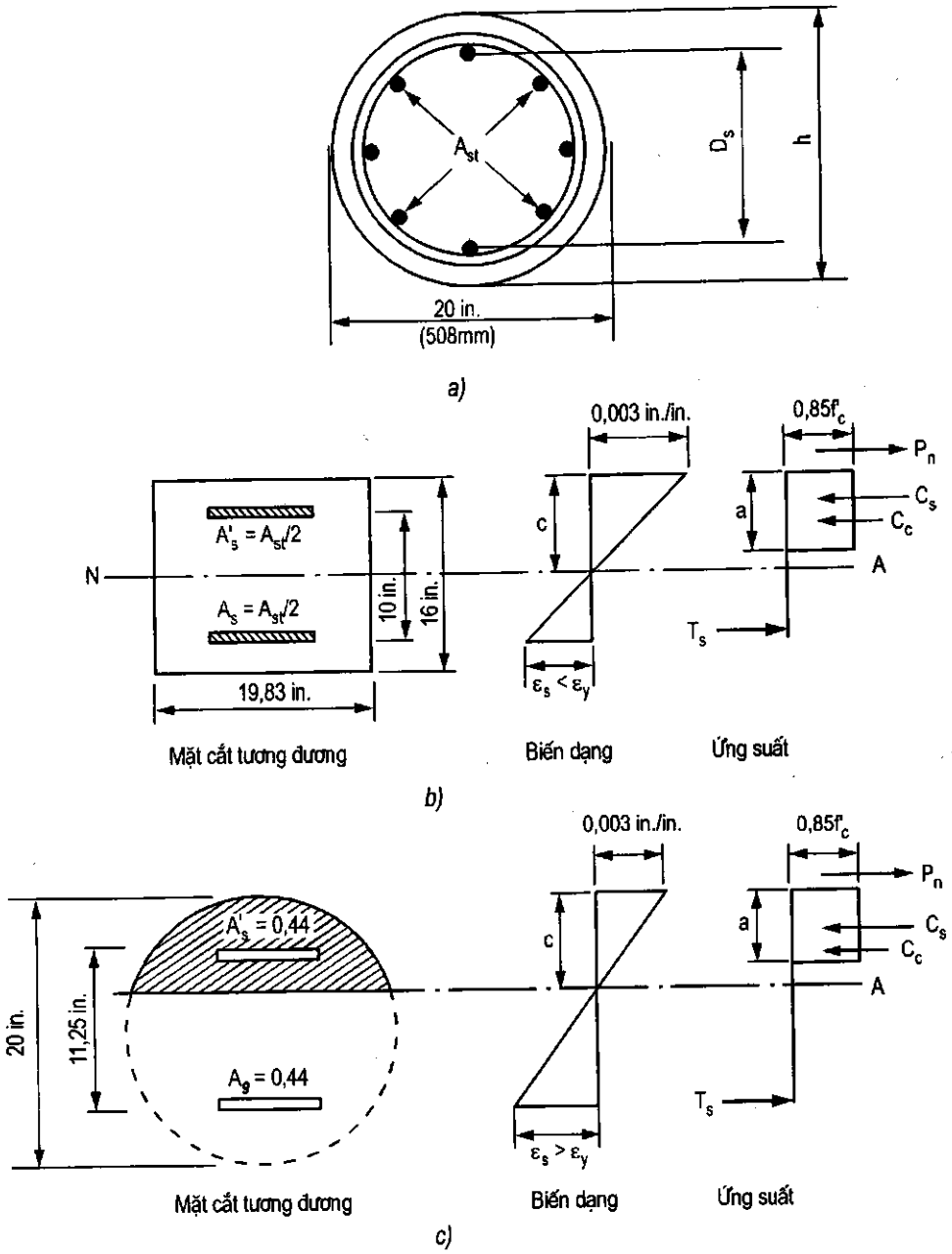
6.6.4. Phương pháp thực nghiệm phân tích cấu kiện tiết diện tròn

Chúng ta sẽ biến đổi cột tròn thành cột chữ nhật tương đương (ví dụ 6-8 và hình 6-14).

Đối với trường hợp phá hoại dòn, tiết diện tương đương sẽ có chiều cao bằng 0,8h, trong đó h là đường kính ngoài của cột tròn và bề rộng của tiết diện sẽ được tính theo diện tích của tiết diện tròn. Như vậy, b sẽ bằng $A_g/(0,8h)$; và tổng diện tích A_{st} sẽ được bố trí đều cho 2 lớp song song với trục của mô men uốn của cấu kiện và cách nhau một khoảng $2D_s/3$, trong đó D_s là đường kính lồng sắt của cột tính đến lớp thép ngoài cùng. Đối với trường hợp phá hoại dẻo, người ta bố trí thép trên tiết diện tròn như sau: 40% của thép A_{st} bố trí song song với khoảng cách là 0,75D (hình 6-14). Phương pháp "chuyển đổi mặt cắt" cho kết quả an toàn trong hầu hết trường hợp.

Khi kích thước của mặt cắt tương đương đã được xác định, việc tính toán thiết kế hoặc kiểm tra cường độ được tiến hành như đối với tiết diện chữ nhật.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/



Hình 6-14: *Cấu kiện nén lệch tâm tiết diện tròn*

Các phương trình đối với trường hợp phá hoại dẻo và dòn cũng được viết dưới dạng các kích thước của tiết diện tròn như sau:

- Đối với trường hợp phá hoại dẻo:

$$P_n = 0,85f'_c h^2\left[\sqrt{\left(\frac{0,85e}{h}-0,38\right)^2+\frac{\rho_g m D_s}{2,5h}}-\left(\frac{0,85e}{h}-0,38\right)\right] \qquad (6\text{-}22)$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Đối với trường hợp phá hoại dòn:

$$P_n = \frac{A_{st}f_y}{(3e/D_s)+1,00} + \frac{A_g f_c'}{\left[9,6he/(0,8h+0,67D_s)^2\right]+1,18} \qquad (6\text{-}23)$$

$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g}$ là tỷ số giữa tổng diện tích thép đối với diện tích tiết diện;

$$m = \frac{f_y}{0,85f_c'}$$

trong đó:

h là đường kính tiết diện tròn;

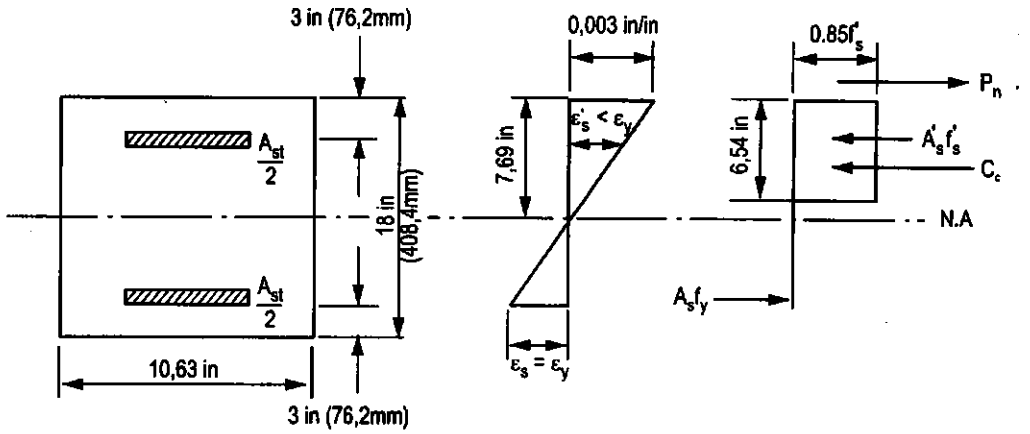
D_s là đường kính lồng sắt tính đến trung tâm các thanh thép ngoài cùng;

e là độ lệch tâm đối với trọng tâm tiết diện.

6.6.5. Ví dụ bằng số đối với cấu kiện hình tròn

Ví dụ 6.8: Xác định lực dọc theo phương pháp Whitney và cân bằng biến dạng giới hạn

Cấu kiện chịu nén lệch tâm tiết diện hình tròn đường kính 20 in được bố trí 6 thanh thép số hiệu #8 (hình 6-15). Xác định lực dọc P_n cho cấu kiện theo công thức của Whitney với độ lệch tâm e = 16,0 in và e = 5,0 in. So sánh với kết quả tính theo phương pháp cân bằng biến dạng giới hạn? Cho biết: $f_c' = 4.000$ psi, $f_y = 60.000$ psi.



***Hình 6-15:** Tiết diện chữ nhật tương đương*

Lời giải:

a) Theo phương pháp Whitney - trường hợp e = 16 in (lệch tâm lớn, vượt 6 in ngoài tiết diện).

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Giả thiết tiết diện thuộc trường hợp phá hoại dẻo, vì độ lệch tâm tương đối lớn so với kích thước tiết diện.

$$D_s = 20 - 2(2,5) = 15 \text{ in}$$

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{2(2,37)}{\pi h^2/4} = \frac{4,74}{314} = 0,015$$

$$m = \frac{f_y}{0,85f_c'} = \frac{60.000}{0,85(4.000)} = 17,65$$

Áp dụng phương trình (6-22), ta có:

$$P_n = 0,85(4.000)(400)\left[\sqrt{\left(\frac{0,85(16)}{20} - 0,38\right)^2 + \frac{0,015(17,65)(15)}{2,5(20)}} - \left(\frac{0,85(16)}{20} - 0,38\right)\right]$$

$$= 151.793 \text{ lb}$$

Lực dọc thiết kế P_u tính được như sau:

$$P_u = \phi P_n = 0,75\ (151.793) = 113.845 \text{ lb}$$

b) Theo phương pháp Whitney - trường hợp e = 5 in (lệch tâm bé, lực nằm trong tiết diện).

Thuộc trường hợp phá hoại dòn do độ lệch tâm bé.

Tổng diện tích thép $A_{st} = A_s + A_s' = 2\ (2,37) = 4,74 \text{ in}^2$;

$A_g = \pi(20)^2/4 = 314,2 \text{ in}^2$

Áp dụng phương trình (6-23), ta có:

$$P_n = \frac{4,74(60.000)}{(3(5)/15) + 1,00} + \frac{(314,2)(4.000)}{\left[9,6(20)(5)/(0,8(20) + 0,67(15))^2\right] + 1,18} = 626.577 \text{ lb}$$

(Trường hợp này, nếu tính theo phương pháp cân bằng biến dạng thì P_n đạt được là 621.653 lb, như vậy lời giải của Whitney trong trường hợp này có giá trị lớn hơn, do đó không an toàn)

c) Theo phương pháp cân bằng biến dạng - trường hợp e = 16 in (lệch tâm lớn, lực nằm ngoài tiết diện).

Đường kính tiết diện là h = 20 in;

Lớp bảo vệ tính đến trung tâm thép d' = 2,5 in;

$A_s = A_s' = 2,37 \text{ in}^2$ (3 thanh thép số hiệu # 8); góc bố trí các thanh thép đều nhau và cách nhau 60°.

Thử dần để xác định vị trí trục trung hoà để xác định biểu đồ biến dạng của tiết diện:

- Giả thiết lần thứ nhất: c = 7,4 in, kết quả tính được:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$P_n = 217.006$ lb; $M_n = 2.842.693$ in-lb; e = 13,10 in < e đã cho trước.

Để đạt được độ lệch tâm lớn hơn, độ cao vùng nén của bê tông cần giả thiết nhỏ hơn.

- Giả thiết lần thứ hai: c = 6,90 in, kết quả tính được:

$$a = \beta_1 c = 0,85\ (6,90) = 5,865 \text{ in};$$

Từ phương trình (6-17a), ta có:

$$\theta = \cos^{-1}\left(\frac{h/2-a}{h/2}\right) = \cos^{-1}\left(\frac{10-5,865}{10}\right) = \cos^{-1}(0,41350) = 65,58^o$$

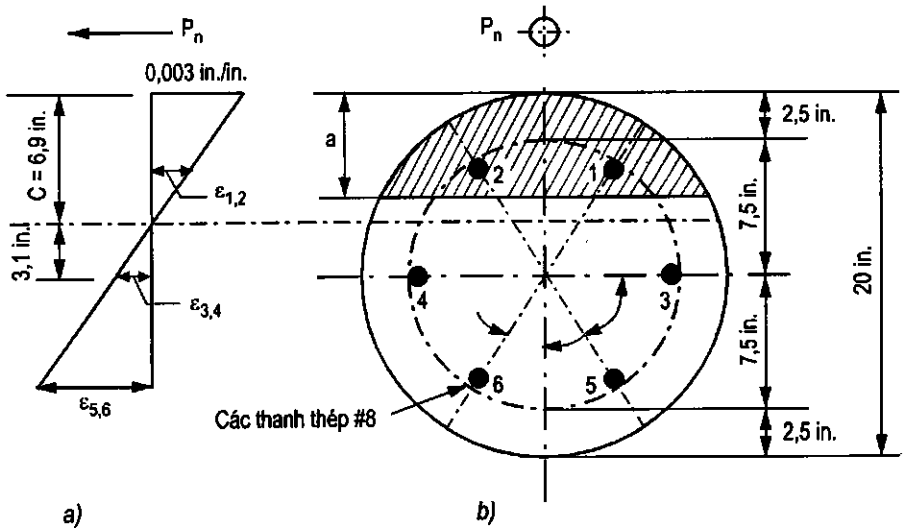
Tính theo radian = 65,58/57,3 = 1,144 radian, $\sin\theta\cos\theta = 0,376$

Từ phương trình (6-18a), ta có:

$$\overline{A}_c = h^2\left(\frac{\theta_{rad} - \sin\theta\cos\theta}{4}\right) = (20)^2\left(\frac{1,144-0,376}{4}\right) = 76,8\,\text{in}^2$$

Từ phương trình (6-18b), ta có: $\sin^3\theta = 0,7549$

$$\overline{A}_c\,\overline{y} = h^3\left(\frac{\sin^3\theta}{12}\right) = (20)^3\left(\frac{0,7549}{12}\right) = 503,3\,\text{in}^3$$



Hình 6-16: *Ví dụ tính chính xác cột tròn*

Bảng tính toán ứng suất các thanh thép của tiết diện tròn:

Thanh thép	Khoảng cách d'_i (in)	$(h/2 - d'_i)$ (in)	f_{si} (psi)	Tổng F_{si} (lb)	Tổng M_{si} (in-lb)
1+2	3,5	6,5	42.870	+67.735	439.628
3+4	10,0	0	39.087	-61.758	0
5+6	16,5	6,5	60.000	-94.800	616.200
Tổng cộng				-88.823	1.055.828

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Từ phương trình (6-20a), ta có:

$$P_n = 0,85f_c'\overline{A}_c + \sum f_{si}A_{si} = 0,85(4.000)(76,8) - 88.823 = 172.297\,lb$$

Từ phương trình (6-20b), ta có:

$$M_n = 0,85f_c'\overline{A}_c\,\overline{y} + \sum f_{si}A_{si}\left(\frac{h}{2} - d_i'\right) = 0,85(4.000)(505,3) + 1.055.828 = 2.767.048\text{ in-lb}$$

Độ lệch tâm e = M_n/P_n = (2.767.048) / (172.297) = 16,06 in ≈ e cho trước = 16 in.

Như vậy là thoả mãn điều kiện biến dạng của tiết diện. Khả năng chịu lực P_n = 172.297 lb.

- Lực dọc thiết kế P_u:

Xác định tỷ số: c/d_t = 6,90/16,5 = 0,418: thuộc trường hợp phá hoại chuyển tiếp, cần xác định hệ số giảm độ bền theo cột có cốt đai lò xo như sau:

$$\phi = 0,37 + \frac{0,20}{c/d_t} = 0,37 + \frac{0,20}{0,418} = 0,848$$

Do đó giá trị thiết kế của lực dọc P_u tính được : P_u = 0,848 (172.297) = 146.107 lb.

6.7. Biểu đồ tương tác mô men - lực dọc của cấu kiện chịu nén lệch tâm

Biểu đồ tương tác mô men - lực dọc của cấu kiện chịu nén lệch tâm thực chất là hình bao vật liệu của cột khi đã có kích thước tiết diện, bố trí cốt thép và được tính toán với một số trường hợp sơ đồ biến dạng khác nhau của tiết diện. Để xây dựng biểu đồ tương tác của cấu kiện chịu nén lệch tâm, người ta sẽ giải một loạt bài toán kiểm tra cường độ với các trường hợp phá hoại cũng như chịu lực khác nhau khi cột chịu nén đúng tâm, phá hoại dẻo, dòn hoặc ở trạng thái cân bằng.

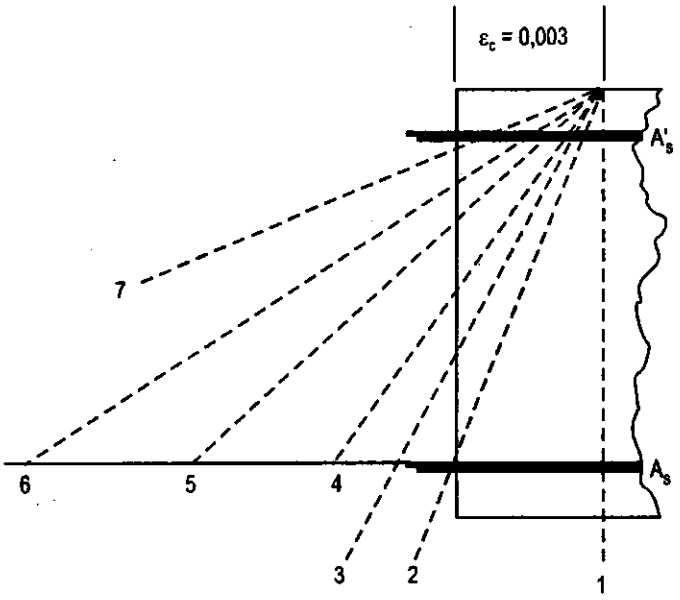
Mỗi điểm trên biểu đồ tương tác thể hiện một tổ hợp lực giữa mô men và lực dọc nào đó. Các điểm nằm trong biểu đồ tương tác xem như an toàn, cấu kiện có đủ khả năng chịu lực. Các điểm phía ngoài thể hiện không đủ khả năng chịu lực.

Biểu đồ tương tác được phân thành 2 vùng: phá hoại dẻo và phá hoại dòn. Điểm phân chia hai vùng là điểm cân bằng của tiết diện. Các ví dụ tiếp theo sẽ minh hoạ việc xây dựng biểu đồ tương tác cho cấu kiện chịu nén lệch tâm.

6.7.1. Xây dựng biểu đồ tương tác P-M

Các tọa độ một số điểm cơ bản của biểu đồ tương tác được xác định trên cơ sở mức độ biến dạng của thép chịu kéo bố trí trong tiết diện. Mức độ biến dạng được giả thiết theo vị trí trục trung hoà của tiết diện đã cho trước. Có bảy trạng thái biến dạng của tiết diện được xét đến trong khi xây dựng các biểu đồ tương tác. Tuy nhiên, trong thực tế tính toán, người ta có thể tính toán với số điểm ít hơn (hình 6-17).

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/



***Hình 6-17:** Phân bố biến dạng theo vị trí trục trung hoà*

- Tại điểm 1: toàn bộ tiết diện chịu nén, độ cao vùng nén c_1 xem như bằng ∞;

- Tại điểm 2: độ cao vùng nén $c_2 = d_t$: cốt thép vùng kéo có $\varepsilon_t = 0$, ứng suất bằng 0;

- Tại điểm 3: độ cao vùng nén $c_3 = 87d_t/(87 + f_y/2)$, biến dạng $\varepsilon_t = f_y/2E_s$;

- Tại điểm 4: độ cao vùng nén $c_4 = 87d_t/(87 + f_y)$, biến dạng $\varepsilon_t = f_y/E_s$;

- Tại điểm 5: độ cao vùng nén $c_5 = 174d_t/(470 + f_y/2)$, biến dạng $\varepsilon_t = 1/2(\varepsilon_y + 0{,}005)$;

- Tại điểm 6: độ cao vùng nén $c_6 = 3d_t/8$, biến dạng $\varepsilon_t = 0{,}005$;

- Tại điểm 7: độ cao vùng nén $c_7 = 0{,}3d_t$, biến dạng $\varepsilon_t > 0{,}005$;

Trục trung hoà ứng với chiều cao c_b trong trường hợp thứ 4 ở trạng thái cân bằng khi cốt thép vùng kéo chảy dẻo, đồng thời bê tông ở mép biên vùng nén bị ép vỡ. Trạng thái này đặc trưng tại điểm có tọa độ P_b và M_b.

6.7.2. Ví dụ xây dựng biểu đồ tương tác P-M

***Ví dụ 6.9** Xây dựng biểu đồ tương tác P-M cho cấu kiện có tiết diện chữ nhật*

Xây dựng biểu đồ tương tác P-M cho cấu kiện có tiết diện chữ nhật ở hình (6-18) có các đặc trưng hình học và cơ lý như sau: b = 12 in, h = 14 in, $A_s = A'_s = 2$ thanh thép số hiệu #11 (3,12 in^2). Cường độ bê tông $f'_c = 6.000$ psi, $f_y = 60.000$ psi, d' = 3 in.

Xác định các giá trị sau (hình 6-18):

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

1. Cột chịu nén đúng tâm;

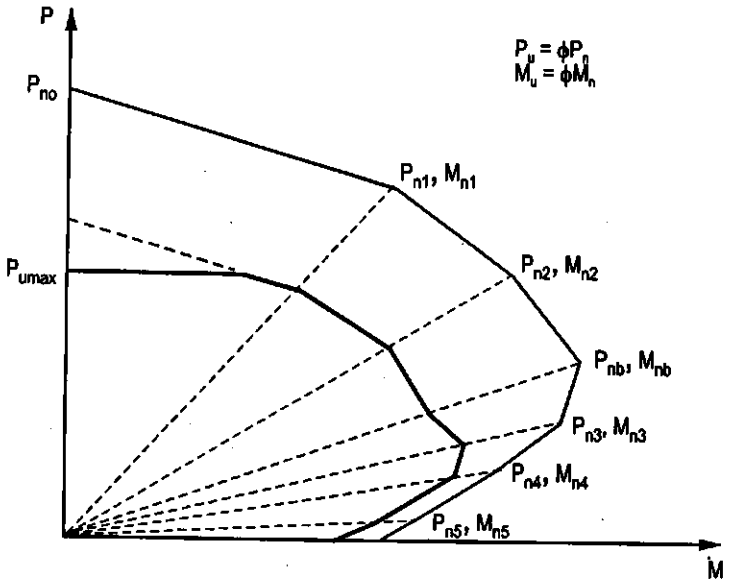
2. Giới hạn phá hoại dòn (thép A_s chảy dẻo);

3. Giới hạn phá hoại dẻo của cấu kiện;

4. Tải trọng dọc trục với giá trị: $P_n = 0{,}10 f'_c A_g$;

5. c = 10 in;

6. Uốn thuần tuý (chỉ có mô men tác dụng).



***Hình 6-18:** Biểu đồ tương tác của cấu kiện chịu nén*

Lời giải:

1. Trường hợp nén đúng tâm:

$c = \infty$, hệ số giảm độ bền: $\phi = 0{,}65$.

$A_s = A'_s = 3{,}12$ in^2;

Áp dụng công thức (6-2) ta có:

$$P_{n(max)} = 0{,}80(0{,}85 f'_c A_g + A_{st} f_y) = 0{,}80[0{,}85(6.000)(14)(12) + 2(3{,}12)(60.000)]$$

$$P_{n(max)} = 984.960 \text{ lb}$$

$$P_u = \phi P_{n(max)} = 0{,}65\ (984.960) = 640.224 \text{ lb.}$$

2. Điểm giới hạn biến dạng phá hoại dòn:

Đây là điểm giới hạn khi cốt thép vùng kéo đạt cường độ chảy $f_s = 60.000$ psi, đồng thời bê tông bị ép vỡ.

Tỷ số $c/d_t = 0{,}60$, biến dạng cực hạn của bê tông đạt $\varepsilon_c = 0{,}003$; biến dạng của thép $\varepsilon_t = 0{,}002$;

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Chiều cao $d_t = 14 - 3,0 = 11,0$ in, $d' = 3$ in

$$c = 0,60\,(11,0) = 6,60 \text{ in}; \; a = 0,75(6,60) = 4,95 \text{ in};$$

Từ (6-9a,b) ta có: $\varepsilon_s' = 0,003\dfrac{(c-d')}{c} = 0,003\dfrac{(6,60-3,0)}{6,60} = 0,0016$

hoặc: $f_s' = \varepsilon_s' E_s = 0,0016(29.000.000) = 46.400 \text{ psi} < f_y$

$$f_s = f_y = 60.000 \text{ psi};$$

$$C_c = 0,85 f_c' ab = 0,85(6.000)(4,95)(12) = 302.940 \text{ lb}.$$

$$C_s = A_s' f_s' = 3,12(46.400) = 144.768 \text{ lb}.$$

$$T_s = A_s f_s = 3,12(60.000) = 187.200 \text{ lb}.$$

- Từ phương trình (6-4), ta có:

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 302.940 + 144.768 - 187.200 = 260.508 \text{ lb}$$

- Từ phương trình (6-5), ta có:

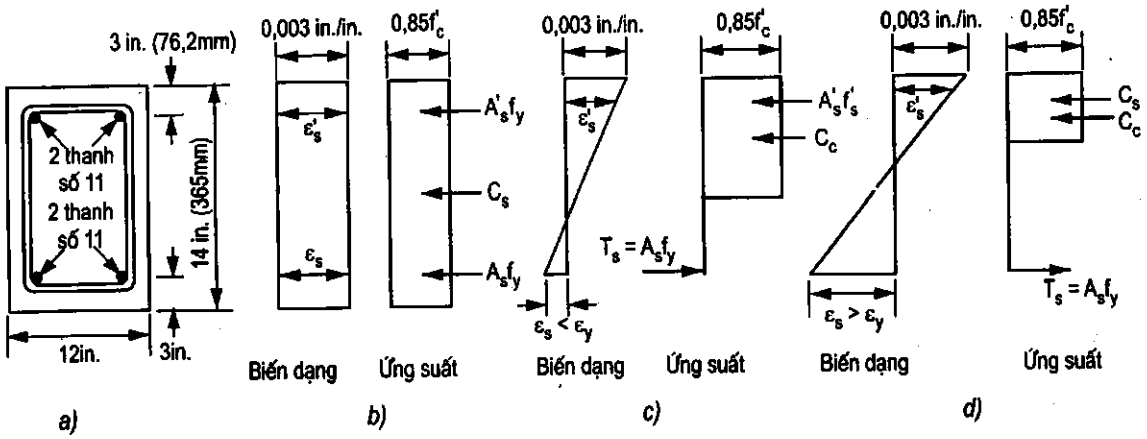
$$M_n = P_n e = C_c\left(\bar{y} - \frac{a}{2}\right) + C_s\left(\bar{y} - d'\right) + T_s\left(d_t - \bar{y}\right), \text{ thay số vào ta có:}$$

$$M_n = 302.940\left(\frac{14}{2} - \frac{4,95}{2}\right) + 144.768\left(\frac{14}{2} - 3,0\right) + 187.200\left(11 - \frac{14}{2}\right) = 2.698.676 \text{ in-lb}$$

- Độ lệch tâm e: $e = \dfrac{M_n}{P_n} = \dfrac{2.698.676}{260.508} = 10,36$ in

- Lực dọc thiết kế: $P_u = \phi P_n = 0,65(260.508) = 1.754.139$ lb

Mô men thiết kế: $M_u = \phi M_n = 0,65(2.698.676) = 1.754.139$ in-lb



Hình 6-19: *Các trường hợp tính toán biểu đồ tương tác*

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

3. Điểm giới hạn biến dạng phá hoại dẻo:

Đây là điểm giới hạn khi cốt thép vùng kéo đạt cường độ chảy $f_s > 60.000$ psi, đồng thời bê tông bị ép vỡ.

Tỷ số $c/d_t = 0,375$, biến dạng cực hạn của bê tông đạt $\varepsilon_c = 0,003$; biến dạng của thép $\varepsilon_t = 0,005$;

Chiều cao $d_t = 14 - 3,0 = 11,0$ in, $d' = 3$ in

$c = 0,375(11,0) = 4,125$ in; $a = 0,75(4,125) = 3,09$ in;

Từ (6-9b) ta có: $f_s' = 87.000\dfrac{(c-d')}{c} = 87.000\dfrac{(4,125-3,0)}{4,125} = 23.727$ psi $< f_y$

$f_s = f_y = 60.000$ psi;

$C_c = 0,85 f_c' ab = 0,85(6.000)(3,09)(12) = 189.108$ lb.

$C_s = A_s' f_s' = 3.12(23.727) = 74.028$ lb.

$T_s = A_s f_s = 3,12(60.000) = 187.200$ lb.

- Từ phương trình (6-4), ta có:

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 189.108 + 74.028 - 187.200 = 75.936 \text{ lb}$$

- Từ phương trình (6-5), ta có:

$$M_n = P_n e = C_c\left(\bar{y} - \frac{a}{2}\right) + C_s\left(\bar{y} - d'\right) + T_s\left(d_t - \bar{y}\right)$$, thay số vào ta có:

$$M_n = 189.108\left(\frac{14}{2} - \frac{3,09}{2}\right) + 74.028\left(\frac{14}{2} - 3,0\right) + 187.200\left(11 - \frac{14}{2}\right) = 2.076.496 \text{ in-lb}$$

- Độ lệch tâm e: $e = \dfrac{M_n}{P_n} = \dfrac{2.076.496}{75.936} = 27,3$ in ; $\phi = 0,90$ (phá hoại dẻo)

- Lực dọc thiết kế $P_u = \phi P_n = 0,90(75.936) = 68.342$ lb

- Mô men thiết kế $M_u = \phi M_n = 0,90(2.076.496) = 1.868.846$ in-lb

(4) Trường hợp lực dọc có giá trị nhỏ, $\phi P_n = 0,10 f_c' A_g$:

$$\phi P_n = 0,10 f_c' A_g = 0,10(6.000)(12)(14) = 100.800 \text{ lb.}$$

Giả thiết $c = 4,64$ in; $a = 0,75\ (4,64) = 3,48$ in;

$$f_s' = 87.000\frac{(c-d')}{c} = 87.000\frac{(4,64-3,0)}{4,64} = 30.750 \text{ psi} < f_y$$

$f_s = f_y = 60.000$ psi;

$C_c = 0,85 f_c' ab = 0,85\ (6.000)(3,48)(12) = 212.976$ lb.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$C_s = A'_s f'_s = 3,12(30.750) = 95.940$ lb.

$T_s = A_s f_s = 3,12(60.000) = 187.200$ lb.

- Từ phương trình (6-4), ta có:

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 212.976 + 95.940 - 187.200 = 121.716 \text{ lb}$$

- Từ phương trình (6-5), ta có:

$$M_n = P_n e = C_c\left(\bar{y} - \frac{a}{2}\right) + C_s\left(\bar{y} - d'\right) + T_s\left(d_t - \bar{y}\right)$$, thay số vào ta có:

$$M_n = 212.976\left(\frac{14}{2} - \frac{3,48}{2}\right) + 95.940\left(\frac{14}{2} - 3,0\right) + 187.200\left(11 - \frac{14}{2}\right) = 2.252.814 \text{ in-lb}$$

- Độ lệch tâm e: $e = \dfrac{M_n}{P_n} = \dfrac{2.252.814}{121.716} = 18,5$ in;

Tỷ số $c/d_t = 4,64/11,0 = 0,422 > 0,375$: thuộc trường hợp phá hoại chuyển tiếp.

Hệ số giảm độ bền: $\phi = 0,23 + \dfrac{0,25}{(c/d_t)} = 0,23 + \dfrac{0,25}{0,422} = 0,822$

- Lực dọc thiết kế $P_u = \phi P_n = 0,822(121.716) = 100.051$ lb

- Mô men thiết kế $M_u = \phi M_n = 0,822(2.252.814) = 1.851.813$ in-lb

5. Trường hợp độ cao trục trung hoà c = 10 in:

Tỷ số $c/d_t = 10/11 = 0,91 > 0,60$, a = 0,75 (10,0) = 7,5 in; thuộc trường hợp phá hoại dòn, hệ số $\phi = 0,65$;

$$f'_s = 87.000\frac{(c - d')}{c} = 87.000\frac{(10,0 - 3,0)}{10,0} = 60.900 \text{ psi} > f_y,$$

$f'_s = f_y = 60.000$ psi;

$$f_s = 87.000\frac{(d_t - c)}{c} = 87.000\frac{(11,0 - 10,0)}{10,0} = 8.700 \text{ psi} < f_y$$

$C_c = 0,85 f'_c ab = 0,85\ (6.000)(7,5)(12) = 459.000$ lb.

$C_s = A'_s f'_s = 3,12(60.000) = 187.200$ lb.

$T_s = A_s f_s = 3,12(8.700) = 27.144$ lb.

- Từ phương trình (6-4), ta có:

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 459.000 + 187.200 - 27.144 = 619.056 \text{ lb}$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Từ phương trình (6-5), ta có:

$M_n = P_n e = C_c\left(\bar{y} - \frac{a}{2}\right) + C_s\left(\bar{y} - d'\right) + T_s\left(d_t - \bar{y}\right)$, thay số vào ta có:

$$M_n = 459.000\left(\frac{14}{2} - \frac{7,5}{2}\right) + 187.200\left(\frac{14}{2} - 3,0\right) + 27.144\left(11 - \frac{14}{2}\right) = 2.349.126 \text{ in-lb}$$

- Độ lệch tâm e: $e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{2.349.126}{619.056} = 3,79$ in ;

- Lực dọc thiết kế $P_u = \phi P_n = 0,65\ (619.056) = 100.051$ lb

- Mô men thiết kế $M_u = \phi M_n = 0,65\ (2.349.126) = 1.526.932$ in-lb

6. Trường hợp chịu uốn thuần tuý M_{no}:

Bỏ qua A_s' khi $P_u = 0$ vẫn đảm bảo độ chính xác khi bố trí thép đối xứng: $A_s' = A_s$.

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' b} = \frac{3,12(60.000)}{0,85(6.000)(12)} = \frac{187.200}{61.200} = 3,06 \text{ in}$$

Độ cao trục trung hoà $c = a/\beta_1 = 3,06/0,75 = 4,08$ in, $c/d_t = 4,08/11 = 0,371 < 0,375$: thuộc trường hợp phá hoại dẻo, hệ số $\phi = 0,90$;

$f_s' = 87.000\frac{(c - d')}{c} = 87.000\frac{(4,08 - 3,0)}{4,08} = 23.029$ psi $< f_y$, không dùng đến giá trị f_s'.

$P_{no} = 0$; $e_t = 0$

$$M_{no} = A_s f_y\left(d_t - \frac{a}{2}\right) = 187.200\left(11 - \frac{3,06}{2}\right) = 1.772.784 \text{ in-lb}$$

- Mô men thiết kế: $M_{uo} = \phi M_{no} = 0,90(1.772.784) = 1.595.506$ in-lb

Từ các số liệu tính toán cho các trường hợp chịu lực khác nhau, biểu đồ tương tác P_n - M_n được thể hiện trên hình (6-20) cho các trường hợp độ cao trục trung hoà như sau:

$c = \infty$: trường hợp phá hoại dòn;

$c = 10$ in: trường hợp phá hoại dòn;

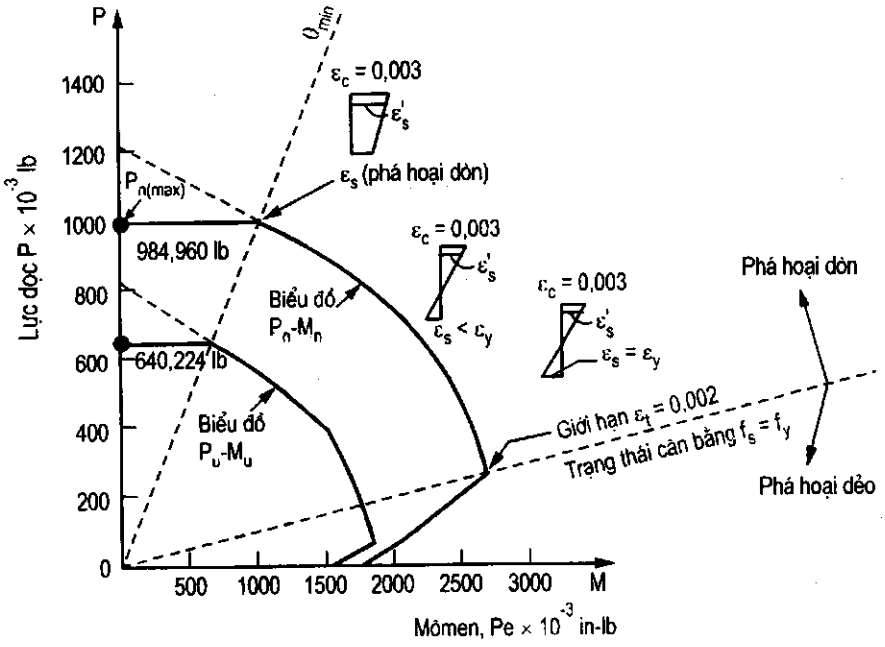
$c = 6,60$ in: giới hạn phá hoại dòn;

$c = 4,64$ in: lực dọc trục có giá trị nhỏ bằng $0,10 f_c' A_g$;

$c = 4,13$ in: giới hạn phá hoại dẻo;

$c = 4,08$ in: uốn thuần tuý M_{no}.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/



Hình 6-20: *Biểu đồ tương tác cho ví dụ 6-9*

Việc sử dụng biểu đồ tương tác P_n - M_n trong tính toán thiết kế các cấu kiện chịu nén lệch tâm được tiến hành như sau (hình 6-21):

- Trước hết tính các giá trị K_n và R_n theo các biểu thức sau đây:

$$K_n = \frac{P_n}{f'_c A_g} \text{ và } R_n = \frac{M_n}{f'_c A_g h}$$

- Tính toán hệ số γ theo biểu thức: $\gamma = \frac{h - 2d'}{h}$ trong đó d' là lớp bảo vệ của tiết diện.

- Dựa vào biểu đồ, xác định hàm lượng cốt thép ρ_g (có thể cần phải nội suy giữa các giá trị của γ và ρ_g).

- Tính toán diện tích thép: $A_{st} = \rho_g A_g$

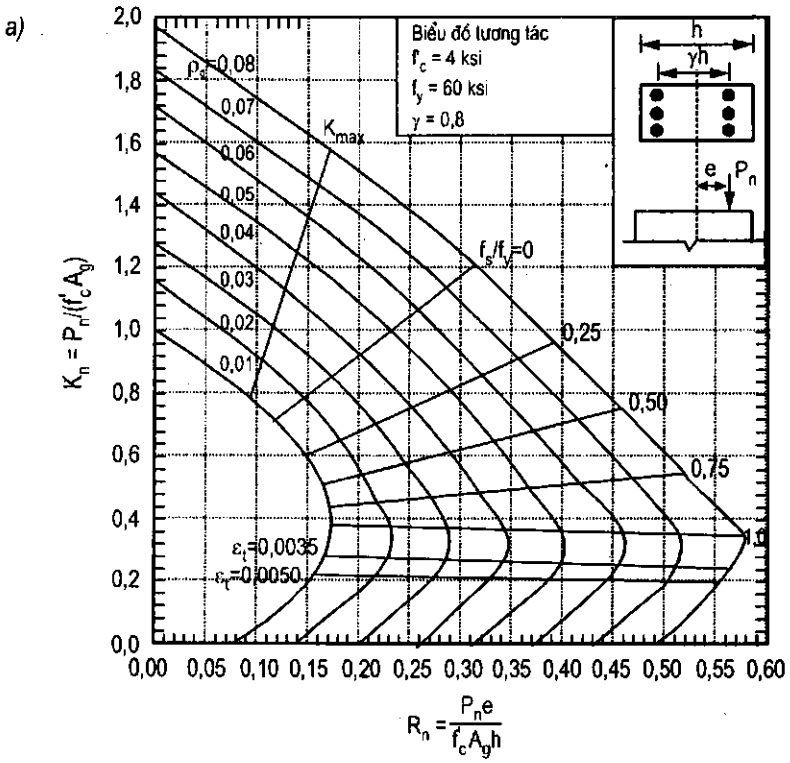
Biểu đồ tương tác cũng được sử dụng để kiểm tra cường độ của các cấu kiện nén lệch tâm, khi đã có kích thước tiết diện và lực tác dụng (P_u và M_u).

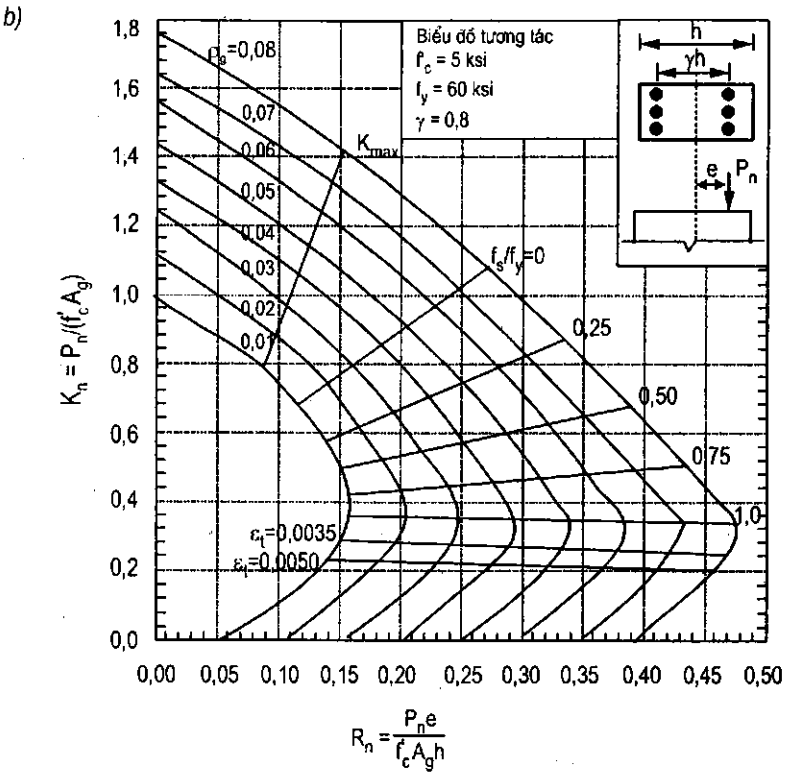
6.8. Quy trình thiết kế cột ngắn

Cấu kiện chịu nén lệch tâm (cột ngắn) được tính toán thiết kế dựa trên sự phá hỏng của vật liệu (không phải do sự mất ổn định như cột dài) gồm các bước sau đây:

1. Kiểm tra điều kiện đối với cột ngắn? Cột ngắn phải thoả mãn điều kiện: Tỷ số l_u/h nhỏ hơn 12.
2. Tính toán tải trọng thiết kế tác dụng: lực dọc P_u và mô men M_u; tính độ lệch tâm e = M_u/P_u.
3. Giả thiết kích thước tiết diện ngang của cột, chọn loại cốt thép dọc cho cấu kiện.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/





Hình 6-21: *Biểu đồ tương tác phi tham số của cột chịu nén*

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Giả thiết hàm lượng thép trong phạm vi 1 và 4%, xác định được diện tích thép A_{st} theo hàm lượng đã chọn.

Giả thiết tỷ số c/d_t theo trạng thái phá hoại dòn hoặc dẻo và tiến hành tính toán thử dần (như đã nêu trong các ví dụ phần trước).

Kiểm tra khả năng chịu lực của mặt cắt và sự hợp lý của kích thước tiết diện đã chọn. Nếu kích thước quá lớn sẽ không kinh tế, cần chỉnh lại và tiếp tục theo các bước 4 và 5 ở trên.

Lựa chọn thép đai cho cấu kiện.

Các bước tính toán thiết kế nêu trên sẽ được làm rõ hơn trong các ví dụ tiếp theo.

6.9. Một số yêu cầu cấu tạo

Một số yêu cầu cấu tạo đối với việc thiết kế và bố trí cốt thép cho cấu kiện chịu nén lệch tâm được trình bày ở phần này.

6.9.1. Cốt thép dọc chịu lực

Đa số các cột đều chịu lực kết hợp giữa mô men uốn và lực dọc, do đó để đảm bảo cột làm việc an toàn, hàm lượng cốt thép tối thiểu bố trí trong cột là 1%. Hàm lượng thép hợp lý thường vào khoảng 1,5% đến 3,0%. Đối với các nhà cao tầng, tải trọng tác dụng lên cột rất lớn, hàm lượng thép có thể đến 4,0%, thậm chí tiêu chuẩn cho phép bố trí tối đa đến 8% thép dọc trong cột. Không nên dùng quá 4% để tránh hiện tượng quá dày đặc cốt thép, nhất là tại các mối nối dầm và cột.

Tối thiểu phải có 4 thanh thép dọc trong cột chữ nhật hoặc cột vuông với thép đai thường. Đối với cột thép đai lò xo, ít nhất phải có 6 thanh thép dọc bố trí xung quanh chu vi cột tròn.

6.9.2. Cốt thép đai của cột

- Thép đai thường:

Thép đai thường (bố trí vuông góc với thép dọc) có các yêu cầu về đường kính, khoảng cách như sau: Đường kính thép đai không được nhỏ hơn thép số #3 (tức là khoảng 9,5 mm). Nếu thép dọc có đường kính lớn hơn số #10, thì dùng thép đai số #4. Khoảng cách theo phương thẳng đứng của các thép đai chọn giá trị nhỏ nhất trong các điều kiện như sau: a) 48 lần đường kính thép đai; b) 16 lần đường kính thép dọc; c) bằng kích thước nhỏ của tiết diện cột (b). Thép đai có thể gồm 1 vòng, 2 vòng hoặc bố trí giằng các thanh thép trung gian mà các thanh thép đó không nằm ở góc cột (tham khảo thêm chi tiết các tài liệu thiết kế khác).

- Thép đai lò xo:

Thép đai lò xo có tác dụng tăng thêm độ "dẻo" của cột, ngăn cản biến dạng ngang của tiết diện khi chịu lực, nâng cao khả năng chịu lực của cột. Hàm lượng tối thiểu của cốt đai lò xo tính theo công thức sau đây:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$$\rho_s = 0,45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f_c'}{f_{sy}}$$

trong đó:

ρ_s là tỷ số giữa lượng thép đai lò xo trong một vòng đối với diện tích lõi bê tông chứa trong vòng thép đai đó.

A_c là diện tích lõi bê tông trong vòng thép đai;

A_g là diện tích toàn bộ tiết diện cột tròn;

h là đường kính cột tròn;

a_s là diện tích tiết diện ngang thép đai lò xo;

d_b là đường kính quy ước của thép đai lò xo;

D_c là đường kính lõi bê tông trong vòng thép đai;

f_{sy} là cường độ chảy của thép đai lò xo.

Để xác định bước đai cốt lò xo, tính toán hàm lượng thép đai ρ_s theo biểu thức nêu trên, lựa chọn đường kính thép đai d_b, và tính toán a_s, sau đó tính được s như sau:

Hàm lượng thép đai ρ_s có thể tính theo biểu thức sau:

$$\rho_s = \frac{a_s\pi(D_c - d_b)}{(\pi/4)D_c^2 s}$$

Do đó:

$$s = \frac{a_s\pi(D_c - d_b)}{(\pi/4)D_c^2\rho_s} \quad \text{hoặc}$$

$$s = \frac{4a_s(D_c - d_b)}{D_c^2\rho_s}$$

Khoảng cách hoặc bước lò xo giới hạn trong khoảng từ 1 đến 3 in (25,4 ÷ 76,2mm) và đường kính nhỏ nhất là 3/8 in (9,53mm).

6.10. Một số ví dụ bằng số thiết kế và kiểm tra cường độ cột ngắn

Ví dụ 6.10: Thiết kế cột chịu nén lệch tâm với độ lệch tâm lớn - Giả thiết phá hoại dẻo

Cột bê tông cốt thép cốt đai thường (hình 6-22) chịu lực nén lệch tâm do tĩnh tải bằng 85.000 lb và do hoạt tải bằng 160.000 lb. Độ lệch tâm e = 16 in (406 mm).

Yêu cầu thiết kế cốt thép dọc chịu lực và cốt thép đai cho cột, giả thiết cột ngắn và có hàm lượng thép trong khoảng 2 - 3%. Cho biết các số liệu như sau: $f_c' = 4.000$ psi, $f_y = 60.000$ psi.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Lời giải:

- Tính toán lực tác dụng thiết kế của cột (bước 1):

$P_u = 1,2\,D + 1,6\,L = 1,2(85.000) + 1,6(160.000) = 358.000$ lb;

$P_u e = 358.000(16) = 5.728.000$ in-lb;

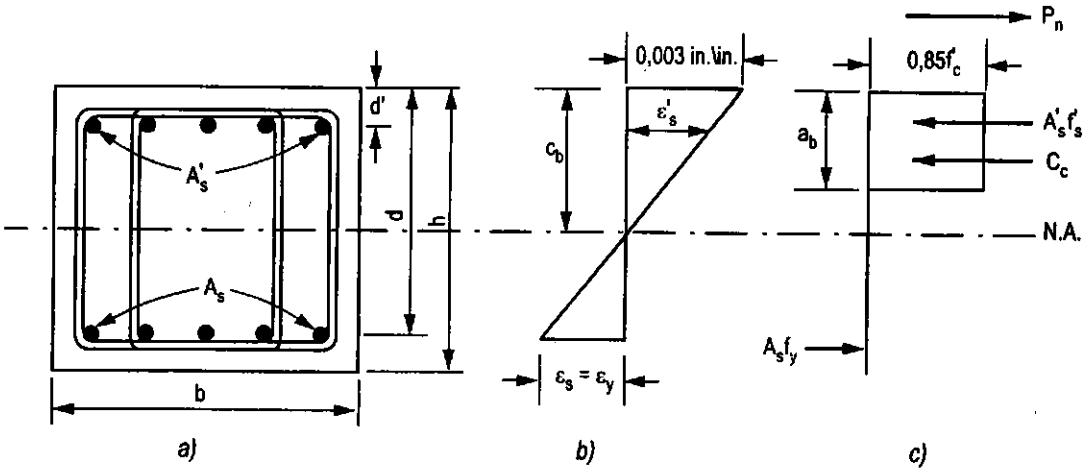
- Giả thiết kích thước cột : 20 × 20 in, và tổng hàm lượng thép của cột là 3% (bước 2 và 3);

Giả thiết $\rho = \rho' = A_s/bd = 0,015$; $d' = 2,5$ in.

$A_s = A'_s = 0,015(20)(20 - 2,5) = 5,25$ in^2;

Thử dùng 5 thanh thép số hiệu #9 có diện tích 5,00 in^2 bố trí ở mỗi cạnh.

- Hàm lượng thực tế sẽ là: $\rho' = 5/(20 \times 17,5) = 0,0143$ (cho mỗi cạnh của tiết diện).



Hình 6-22: *Ví dụ 6-10*

Tính toán tại giới hạn phá hoại dòn cho tiết diện

Giả thiết tỷ số $c/d_t = 0,60$ tương ứng với độ lệch tâm cho trước e = 16 in.

$$c = 0,60(17,5) = 10,5 \text{ in}, \; a = \beta_1 c = 0,85(10,5) = 8,925 \text{ in}$$

- Xác định ứng suất của cốt thép chịu nén theo phương trình (6-12b):

$$f'_s = \varepsilon'_s E_s = 87.000\left(1 - \frac{d'}{c}\right) = 87.000\left(1 - \frac{2,5}{10,5}\right) = 66.286 \text{ psi} > f_y,$$

dùng giá trị: $f'_s = 60.000$ psi và $f_s \approx 60.000$ psi trong tính toán.

- Từ hình (6-22), tính được các giá trị lực như sau:

$$C_c = 0,85\, f'_c\, ab = 0,85(4.000)(8,925)(20) = 606.900 \text{ lb}.$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$C_s = A'_s f'_s = 5{,}0(60.000) = 300.000$ lb.

$T_s = A_s f_s = 5{,}0(60.000) = 300.000$ lb.

- Từ phương trình (6-4), ta có:

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 606.900 + 300.000 - 300.000 = 606.900 \text{ lb}$$

Từ phương trình (6-8b), ta có:

$M_n = P_n e = C_c\left(\bar{y} - \frac{a}{2}\right) + C_s\left(\bar{y} - d'\right) + T_s\left(d - \bar{y}\right)$, thay số vào ta có:

$$M_n = 606.900\left(10 - \frac{8{,}925}{2}\right) + 300.000(10 - 2{,}5) + 300.000(17{,}5 - 10) = 7.860.709 \text{ in-lb}$$

- Giới hạn độ lệch tâm phá hoại dòn e_c: $e_c = \frac{M_n}{P_n} = \frac{7.860.709}{606.900} = 12{,}95 \text{in} < e = 16 \text{in}$

Như vậy, cột có độ lệch tâm lớn hơn giới hạn phá hoại dòn, sẽ ở trạng thái phá hoại dẻo hoặc phá hoại chuyển tiếp với cốt thép chịu kéo chảy dẻo (f_y = 60.000 psi).

Tính toán tại giới hạn phá hoại dẻo cho tiết diện:

- Giả thiết giá trị $c/d_t = 0{,}375$.

$c = 0{,}375(17{,}5) = 6{,}563$ in, $a = \beta_1 c = 0{,}85(6{,}563) = 5{,}57$ in

$$f'_s = \varepsilon'_s E_s = 87.000\left(1 - \frac{d'}{c}\right) = 87.000\left(1 - \frac{2{,}5}{6{,}563}\right) = 53.860 \text{ psi} < f_y;$$

$C_c = 0{,}85 f'_c ab = 0{,}85\ (4.000)(5{,}57)(20) = 378.760$ lb.

$C_s = A'_s f'_s = 5{,}0(53.860) = 269.300$ lb.

$T_s = A_s f_s = 5{,}0(60.000) = 300.000$ lb.

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 378.760 + 269.300 - 300.000 = 348.060 \text{ lb}$$

- Từ phương trình (6-5), ta có:

$M_n = P_n e = C_c\left(\bar{y} - \frac{a}{2}\right) + C_s(\bar{y} - d') + T_s(d_t - \bar{y})$, thay số vào ta có:

$$M_n = 378.760\left(10 - \frac{5{,}57}{2}\right) + 269.300(10 - 2{,}5) + 300.000(17{,}5 - 10) = 7.002.503 \text{ in-lb}$$

- Độ lệch tâm e: $e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{7.002.503}{348.060} = 20{,}1 \text{ in} > e = 16 \text{in}$

Như vậy, cần phải tăng độ cao vùng nén lên để giảm độ lệch tâm e so với giá trị tính được từ giả thiết là phá hoại dẻo ở trên và như vậy cấu kiện sẽ thuộc vào trường hợp phá hoại chuyển tiếp.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Tính toán trong trường hợp phá hoại chuyển tiếp

- Giả thiết giá trị c = 8,20 in, tỷ số $c/d_t = 8,20/17,5 = 0,469$; $\varepsilon_s > 0,002$, do đó $f_s = 60.000$ psi;

$$a = \beta_1 c = 0,85(8,20) = 6,97 \text{ in}$$

$$f_s' = \varepsilon_s' E_s = 87.000\left(1 - \frac{d'}{c}\right) = 87.000\left(1 - \frac{2,5}{8,20}\right) = 60.476 \text{ psi} > f_y;$$

$$f_s' = 60.000 \text{ psi};$$

$$C_c = 0,85 f_c' ab = 0,85\ (4.000)(6,97)(20) = 473.960 \text{ lb};$$

$$C_s = A_s' f_s' = 5,0(60.000) = 300.000 \text{ lb};$$

$$T_s = A_s f_s = 5,0(60.000) = 300.000 \text{ lb};$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 473.960 + 300.000 - 300.000 = 473.960 \text{ lb}$$

- Từ phương trình (6-5), ta có:

$$M_n = P_n e = C_c\left(\bar{y} - \frac{a}{2}\right) + C_s(\bar{y} - d') + T_s(d_t - \bar{y}), \text{ thay số vào ta có:}$$

$$M_n = 473.960\left(10 - \frac{6,97}{2}\right) + 300.000(10 - 2,5) + 300.000(17,5 - 10) = 7.587.850 \text{ in-lb}$$

- Độ lệch tâm e: $e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{7.587.850}{473.960} = 16 \text{ in} = e = 16 \text{ in}$, thoả mãn điều kiện cân bằng biến dạng tại tiết diện đã cho.

- Tính toán hệ số giảm độ bền ϕ: Đối với cấu kiện chịu nén, cốt đai thường, hệ số ϕ xác định với tỷ số $c/d_t = 0,469$ theo biểu thức sau:

$$\phi = 0,23 + \frac{0,25}{(c/d_t)} = 0,23 + \frac{0,25}{0,469} = 0,763$$

- Lực dọc thiết kế: $P_u = \phi P_n = 0,763\ (473.960) = 361.631$ lb > P_u đã cho = 358.000 lb: an toàn.

Như vậy: cột với kích thước 20 × 20 in, bố trí 5 thanh thép số 9 tại mỗi cạnh đảm bảo yêu cầu thiết kế đề ra.

Ví dụ 6.11: Thiết kế cột chịu nén lệch tâm với độ lệch tâm nhỏ - Giả thiết phá hoại dòn

Cột ngắn bằng bê tông cốt thép cốt đai thường (hình 6-23) chịu lực nén thiết kế $P_u = 365.000$ lb và mô men thiết kế $M_u = 1.640.000$ in-lb. Hàm lượng thép ρ_g chọn trong khoảng 1,5 ÷ 2%. Chiều dày lớp bảo vệ d' = 2,5 in.

Yêu cầu thiết kế tiết diện cột và diện tích cốt thép dọc chịu lực và cốt thép đai cho cột.

Cho biết các số liệu như sau: $f_c' = 4.500$ psi, $f_y = 60.000$ psi

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Lời giải:

- Tính toán lực độ lệch tâm của cấu kiện (bước 1):

$P_u = 365.000$ lb; $M_u = 1.640.000$ in-lb;

$$e = \frac{1.640.000}{365.000} = 4,5\text{in}$$

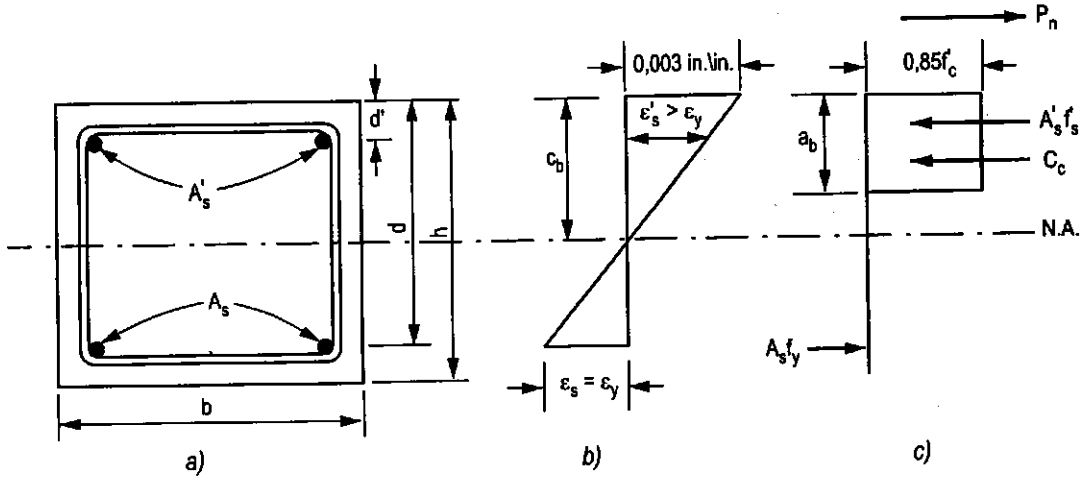
- Giả thiết kích thước cột : 15 × 15 in (d_t = 15 - 2,5 = 12,5 in) và tổng hàm lượng thép của cột là 2% (bước 2 và 3);

Giả thiết $\rho = \rho' = A_s/bd = 0,01$;

$A_s = A'_s = 0,01\ (15)\ (12,5) = 1,875\ \text{in}^2$;

Dùng 2 thanh thép số hiệu #9 có diện tích 2,0 in^2 bố trí ở mỗi cạnh.

- Độ lệch tâm khá bé, tiết diện có thể thuộc trường hợp phá hoại dòn.



Hình 6-23: *Ví dụ 6-11*

Tính toán tại giới hạn phá hoại dòn cho tiết diện (bước 4):

Giả thiết tỷ số $c/d_t = 0,60$, tương ứng với độ lệch tâm cho trước e = 16 in.

$$c = 0,60\ (12,5) = 7,5\ \text{in},\ \beta_1 = 0,85 - 0,05\frac{(4.500 - 4.000)}{1.000} = 0,825$$

$$a = \beta_1 c = 0,825\ (7,5) = 6,19\ \text{in}$$

- Xác định ứng suất của cốt thép chịu nén theo phương trình (6-12b):

$$f'_s = \varepsilon'_s E_s = 87.000\left(1 - \frac{d'}{c}\right) = 87.000\left(1 - \frac{2,5}{7,5}\right) = 58.000\ \text{psi} < f_y$$

Lấy giá trị f_s = 60.000 psi trong tính toán.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Từ hình (6-23), tính được các giá trị lực như sau:

$$C_c = 0{,}85 f'_c ab = 0{,}85(4.000)(6{,}19)(15) = 355.151 \text{ lb.}$$

$$C_s = A'_s f'_s = 2(58.000) = 116.000 \text{ lb.}$$

$$T_s = A_s f_s = 2(60.000) = 120.000 \text{ lb.}$$

- Từ phương trình (6-4), ta có:

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 355.151 + 116.000 - 120.000 = 351.151 \text{ lb}$$

Từ phương trình (6-8b), ta có:

$$M_n = P_n e = C_c\left(\bar{y} - \frac{a}{2}\right) + C_s(\bar{y} - d') + T_s(d - \bar{y})$$, thay số vào ta có:

$$M_n = 355.151\left(7{,}5 - \frac{6{,}19}{2}\right) + 116.000(7{,}5 - 2{,}5) + 120.000(12{,}5 - 7{,}5) = 2.744.440 \text{ in-lb}$$

- Giới hạn độ lệch tâm phá hoại dòn e_c: $e_c = \frac{M_n}{P_n} = \frac{2.744.440}{351.151} = 7{,}82 \text{ in} > e = 4{,}5 \text{ in}$

Như vậy, cột có độ lệch tâm nhỏ hơn giới hạn phá hoại dòn, sẽ ở trạng thái phá hoại dòn và cần tăng chiều cao vùng nén c cho bước thử tiếp theo.

Tính toán lại theo trường hợp phá hoại dòn cho tiết diện:

- Giả thiết tại giá trị c = 9,9 in; $a = \beta_1 c = 0{,}825\ (9{,}9) = 8{,}168$ in

$$f'_s = \varepsilon'_s E_s = 87.000\left(1 - \frac{d'}{c}\right) = 87.000\left(1 - \frac{2{,}5}{9{,}9}\right) = 65.030 \text{ psi} > f_y;$$

Theo phương trình (6-10b):

$$f_s = \varepsilon_s E_s = 0{,}003 E_s\left(\frac{d_t}{c} - 1\right) = 87.000\left(\frac{12{,}5}{9{,}9} - 1\right) = 22.848 \text{ psi} < f_y$$

$$C_c = 0{,}85 f'_c ab = 0{,}85(4.500)(8{,}168)(15) = 468.639 \text{ lb.}$$

$$C_s = A'_s f'_s = 2(60.000) = 120.000 \text{ lb.}$$

$$T_s = A_s f_s = 2(22.848) = 45.696 \text{ lb.}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 468.639 + 120.000 - 45.696 = 542.943 \text{ lb}$$

- Từ phương trình (6-5), ta có:

$$M_n = P_n e = C_c\left(\bar{y} - \frac{a}{2}\right) + C_s(\bar{y} - d') + T_s(d_t - \bar{y})$$, thay số vào ta có:

$$M_n = 468.639\left(7{,}5 - \frac{8{,}168}{2}\right) + 120.000(7{,}5 - 2{,}5) + 45.696(12{,}5 - 7{,}5) = 2.429.351 \text{ in-lb}$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Độ lệch tâm e: $e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{2.429.351}{542.943} = 4,47\,in \approx e = 4,5\,in$

- Hệ số giảm độ bền ϕ trong trường hợp phá hoại dòn lấy bằng 0,65;

- Lực dọc thiết kế $P_u = \phi P_n$ = 0,65 (542.943) = 352.913lb < P_u đã cho = 365.000lb: không an toàn.

Như vậy: với cột có kích thước 15 × 15 in, bố trí 2 thanh thép số 9 tại mỗi cạnh chỉ đảm bảo chịu được lực dọc thiết kế có giá trị $P_u \leq 352.913$ lb với độ lệch tâm e = 4,5 in.

Chọn cốt thép đai cho cột:

Dùng thép số hiệu #3 bố trí với khoảng cách nhỏ nhất là 15 in cho cột.

Ví dụ 6.12: Thiết kế cột tròn thép đai lò xo theo biểu đồ tương tác $P_n - M_n$

Cấu kiện chịu nén lệch tâm tiết diện hình tròn chịu tác dụng lực dọc thiết kế P_u = 145.000 lb với độ lệch tâm e = 16 in. Yêu cầu thiết kế tiết diện cột và cốt thép dọc, cốt thép đai lò xo cho cấu kiện với giả thiết là cột ngắn có hàm lượng thép tổng cộng ρ_g khoảng 1,5% bằng cách sử dụng biểu đồ tương tác $P_n - M_n$ cho cột (hình 6-29): Biểu đồ tương tác của cột tròn.

Cho biết: f'_c = 4.000 psi, f_y = 60.000 psi, f_{sy} = 60.000 psi, d' = 2,5 in.

Lời giải:

- Giả thiết lần thứ nhất (bước 1): Giả thiết đường kính cột = 18 in. Lực dọc có điểm đặt nằm ngoài tiết diện cột nên cột có thể thuộc trường hợp phá hoại dẻo hoặc chuyển tiếp.

- Hệ số giảm độ bền đối với cột cốt đai lò xo khi phá hoại dòn bằng 0,70, đối với trường hợp phá hoại dẻo bằng 0,90. Giả thiết hệ số ϕ = 0,85 thuộc trường hợp phá hoại chuyển tiếp để tính toán.

- Tính toán lực dọc yêu cầu: $P_n = P_u/\phi$ = 145.000/0,85 = 170.588 lb;

- Mô men uốn: $M_n = P_n.e$ = (170.588) (16) = 2.729.400 in-lb

- Hệ số γ: $\gamma = \frac{h - 2d'}{h} = \frac{18 - 2(2,5)}{18} = 0,72$

- Diện tích toàn bộ tiết diện tròn A_g: $A_g = \pi\left(\frac{h}{2}\right)^2 = 3,14\left(\frac{18}{2}\right)^2 = 253\ in^2$

- Hệ số K_n: $K_n = \frac{P_n}{f'_c A_g} = \frac{170.588}{4.000(253)} = 0,169$

- Hệ số R_n: $R_n = \frac{M_n}{f'_c A_g h} = \frac{2.729.400}{4.000(253)(18)} = 0,150$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Theo phụ lục trong Sổ tay thiết kế của ACI (SP-17), biểu đồ tương tác ký hiệu B21 (hình 6-29), ta có được giá trị hàm lượng $\rho_g = 0,025 > \rho_g = 0,015$ theo số liệu thiết kế ban đầu.

Tăng kích thước mặt cắt tròn với đường kính h = 20 in. Ta có các kết quả tương ứng như sau:

- Hệ số γ: $\gamma = \frac{h - 2d'}{h} = \frac{20 - 2(2,5)}{20} = 0,75$

- Diện tích toàn bộ tiết diện tròn A_g: $A_g = \pi\left(\frac{h}{2}\right)^2 = 3,14\left(\frac{20}{2}\right)^2 = 314 \text{ in}^2$

- Hệ số K_n: $K_n = \frac{P_n}{f_c' A_g} = \frac{170.588}{4.000(314)} = 0,136$

- Hệ số R_n: $R_n = \frac{M_n}{f_c' A_g h} = \frac{2.729.400}{4.000(314)(20)} = 0,109$

Theo biểu đồ tương tác ký hiệu B21 và B22 (hình 6-29), ta có được giá trị nội suy hàm lượng $\rho_g = 0,017$. Chọn hàm lượng thép $\rho_g = 0,015$, từ đó xác định được A_s:

$$A_s = 0,015\ (314) = 4,71 \text{ in}^2.$$

Chọn thép dọc số hiệu #8, có diện tích 1 thanh = 0,79 in², số thanh thép cần thiết n = 4,71/0,79 = 5,96 thanh. Chọn bố trí 6 thanh thép số hiệu #8 đều cho tiết diện tròn với diện tích thực tế $A_s = 4,74 \text{ in}^2$.

- Kiểm tra hệ số giảm độ bền cho cấu kiện:

Từ biểu đồ tương tác của cột tròn (hình 6-29a,b), tại tọa độ (K_n, R_n) như trên, xác định được biến dạng $\varepsilon_t = 0,0043$; hệ số giảm độ bền với cột cốt đai lò xo tính theo biểu thức với biến số là biến dạng ε_t:

$$\phi = 0,57 + 67\varepsilon_t = 0,57 + 67(0,0043) = 0,858$$

Tải trọng thiết kế P_u: $P_u = \phi P_n = 0,858(170.588) = 146.365$ lb > P_u yêu cầu = 145.000 lb: đảm bảo an toàn.

Chọn thép đai cho cột:

a) 48 lần đường kính thép đai: 48 (3/8) = 18 in;

b) 16 lần đường kính thép dọc: 16 (9/8) = 18 in;

c) Bằng kích thước nhỏ của tiết diện cột: b = 15 in.

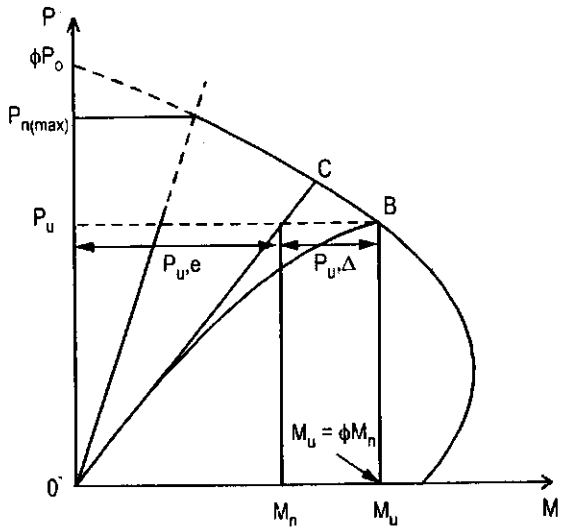
Quyết định chọn thép đai số #3, bố trí bước đai là 15 in.

6.11. Trạng thái giới hạn của cột mảnh do mất ổn định

Khi cột bê tông cốt thép có độ mảnh lớn hơn giới hạn tính toán cột ngắn, cột sẽ bị phá hoại do mất ổn định trước khi đạt giới hạn phá huỷ do vật liệu. Biến dạng của bê tông vùng chịu

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

nén trên tiết diện cột sẽ nhỏ hơn giá trị 0,003. Cấu kiện chịu nén lệch tâm sẽ bị biến dạng theo phương ngang tại các đầu cột, ảnh hưởng của hiện tượng uốn dọc đã được xem xét trong các bài toán ổn định của môn học Sức bền vật liệu (hình 6-24).



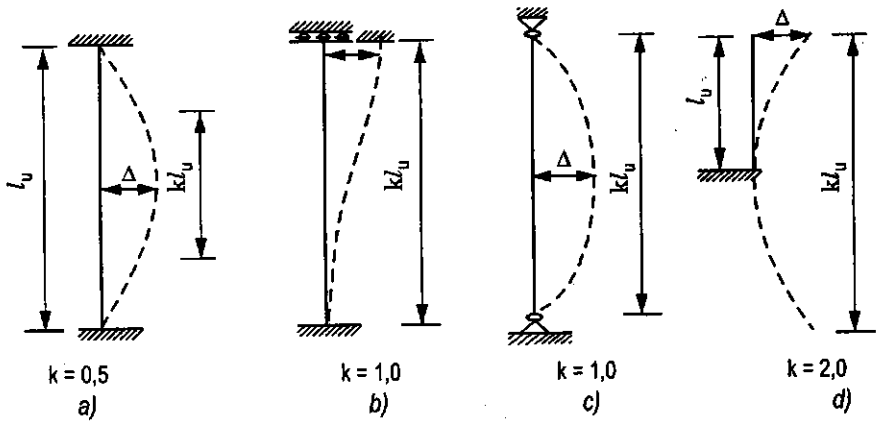
Hình 6-24: Biểu đồ tương tác P-M của cột

Tuỳ theo liên kết ở các đầu cột mà hệ số liên kết k có các giá trị như sau:

- Cột hai đầu ngàm: k = 0,5;
- Cột hai đầu ngàm, có dịch chuyển ngang: k = 1,0;
- Cột hai đầu liên kết khớp: k = 1,0;
- Cột một đầu ngàm, một đầu tự do: k = 2,0.

Mô men tại các đầu cột là M_1 và M_2, trong đó M_2 luôn lớn hơn M_1 và tỷ số $\delta = M_1/M_2$ lấy giá trị dương (> 0) nếu cột bị uốn cong một chiều, và lấy giá trị âm (< 0) nếu cột bị uốn cong hai chiều.

Chiều dài tính toán của cột kl_u được dùng để biến đổi chiều dài của cấu kiện và đưa bài toán về trường hợp mất ổn định theo công thức của Euler (hình 6-25).



Hình 6-25: Liên kết cột và hệ số liên kết k

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Trong trường hợp các cột trong kết cấu khung, liên kết trung gian giữa ngàm và khớp thì hệ số k có thể được xác định theo công thức sau đây:

1. Cột trong khung có các nút khung không dịch chuyển (xoay):

$$k = 0,7 + 0,05(\psi_A + \psi_B) \leq 1 \quad (6\text{-}24a)$$

$$k = 0,85 + 0,05\psi_{min} \leq 1 \quad (6\text{-}24b)$$

Chọn giá trị nhỏ hơn 2 công thức trên.

trong đó: ψ_A và ψ_B là giá trị ψ tại các đầu cột và ψ_{min} là giá trị nhỏ hơn của ψ_A và ψ_B. ψ là tỷ số của độ cứng các cấu kiện chịu nén đối với độ cứng của các cấu kiện dầm ngang của khung tại một đầu cột:

$$\psi = \frac{\sum EI / l_u \text{ (cột)}}{\sum EI / l_n \text{ (dầm)}} \quad (6\text{-}25)$$

trong đó: l_u là chiều dài của cột, l_n là nhịp của dầm.

2. Cột trong khung có các nút khung dịch chuyển:

Đối với $\psi_m < 2$: $$k = \frac{20 - \psi_m}{20}\sqrt{1 + \psi_m} \quad (6\text{-}26a)$$

Đối với $\psi_m \geq 2$: $$k = 0,9\sqrt{1 + \psi_m} \quad (6\text{-}26b)$$

trong đó: ψ_m là giá trị trung bình ở hai đầu cột của cấu kiện chịu nén.

3. Cột trong khung có các nút khung dịch chuyển, một đầu liên kết khớp:

$$k = 2 + 0,3\psi \quad (6\text{-}27)$$

trong đó: ψ là giá trị ở đầu bị ngàm.

Bán kính quán tính của tiết diện cột chữ nhật r được lấy bằng 0,3h, trong đó h là kích thước cột vuông góc với mặt phẳng của mô men uốn. Đối với cột tròn, bán kính quán tính r lấy bằng 0,25D, trong đó D là đường kính cột tròn (D = h).

Từ hình (6-24) ta thấy, do ảnh hưởng của uốn dọc, lực P_u với độ lệch tâm e sẽ sinh ra mô men bổ sung $P_u\Delta$, trong đó Δ là dịch chuyển lớn nhất theo phương ngang của 2 đầu cột (dịch chuyển tương đối). Mô men tăng thêm này làm giảm khả năng chịu lực của cột từ điểm C đến điểm B trên biểu đồ tương tác P–M.

Như vậy, tổng mô men $P_ue + P_u\Delta$ tại điểm B là nội lực dùng thiết kế để cột có đủ khả năng chịu lực. Giá trị M_c sẽ dùng thay cho $M_2 = P_ue$ và tính toán như với cột ngắn chịu nén. Trong trường hợp này, lực dọc và mô men được xác định theo các phương pháp cổ điển của Cơ học kết cấu cho các bài toán đàn hồi, sau đó mới kể tới ảnh hưởng của uốn dọc.

Nếu quá trình xác định nội lực đã kể đến ảnh hưởng này thì bài toán trở thành phi tuyến hình học hoặc vật liệu như các bài toán phân tích giới hạn trong lý thuyết đàn dẻo phi tuyến, ...

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

6.12. Tính toán mô men tăng thêm trong cột mảnh

Trong quá trình phân tích kết cấu để xác định nội lực, tiêu chuẩn thiết kế của ACI (318-02) cho phép dùng các chỉ tiêu cơ lý trung bình sau đây trong tính toán kết cấu khung:

1. Mô đun đàn hồi E_c: $E_c = 33w_c^{1,5}\sqrt{f_c'}$ đối với bê tông có cường độ f_c' nằm trong khoảng sau: 5.000 psi < f_c' < 12.000 psi.

Hoặc $$E_c = (40.000\sqrt{f_c'} + 1.10^6)\left(\frac{w_c}{145}\right)^{1,5}$$

2. Mô men quán tính:

Đối với dầm:	$0,35I_g$;
Đối với cột:	$0,70I_g$;
Đối với tường không nứt:	$0,70I_g$;
Đối với tường bị nứt:	$0,35I_g$;
Đối với tấm phẳng và sàn:	$0,25I_g$.

3. Diện tích tiết diện: Lấy bằng diện tích A_g.

4. Bán kính quán tính r lấy bằng 0,30h đối với tiết diện chữ nhật, trong đó h là cạnh theo hướng mất ổn định cần xét (đã nêu ở trên), hoặc r = 0,25D đối với tiết diện tròn, trong đó D là đường kính tiết diện tròn.

Mô men quán tính sẽ được chia cho hệ số $(1 + \beta_d)$ khi có lực ngang tác dụng hoặc trong trường hợp kiểm tra mất ổn định. Hệ số từ biến β_d được xác định theo biểu thức sau đây:

$$\beta_d = \frac{\text{(lực ngang lớn nhất)}}{\text{(tổng các lực dọc trục tác dụng)}}$$

Tải trọng tác dụng lên cột được giả thiết với độ lệch tâm $(e + \Delta)$. Tỷ số $\frac{M_c}{M_2}$ là giá trị của hệ số δ. Mức độ ảnh hưởng của uốn dọc phụ thuộc vào tỷ số độ mảnh $\frac{kl_u}{r}$, trong đó k là hệ số của chiều dài hữu ích của cột (hệ số liên kết các đầu cột), là hàm số của độ cứng tương đối tại liên kết các đầu cột.

Hệ số tăng tải trọng δ phụ thuộc vào giá trị δM_2 và δM_1 của cấu kiện. Yếu tố cộng tác dụng của các mô men theo các phương khác nhau được xét độc lập dựa trên thực tế các liên kết ngăn cản mô men tác dụng theo từng hướng riêng biệt.

6.12.1. Mô men tăng thêm trong cột mảnh của khung có nút không xoay

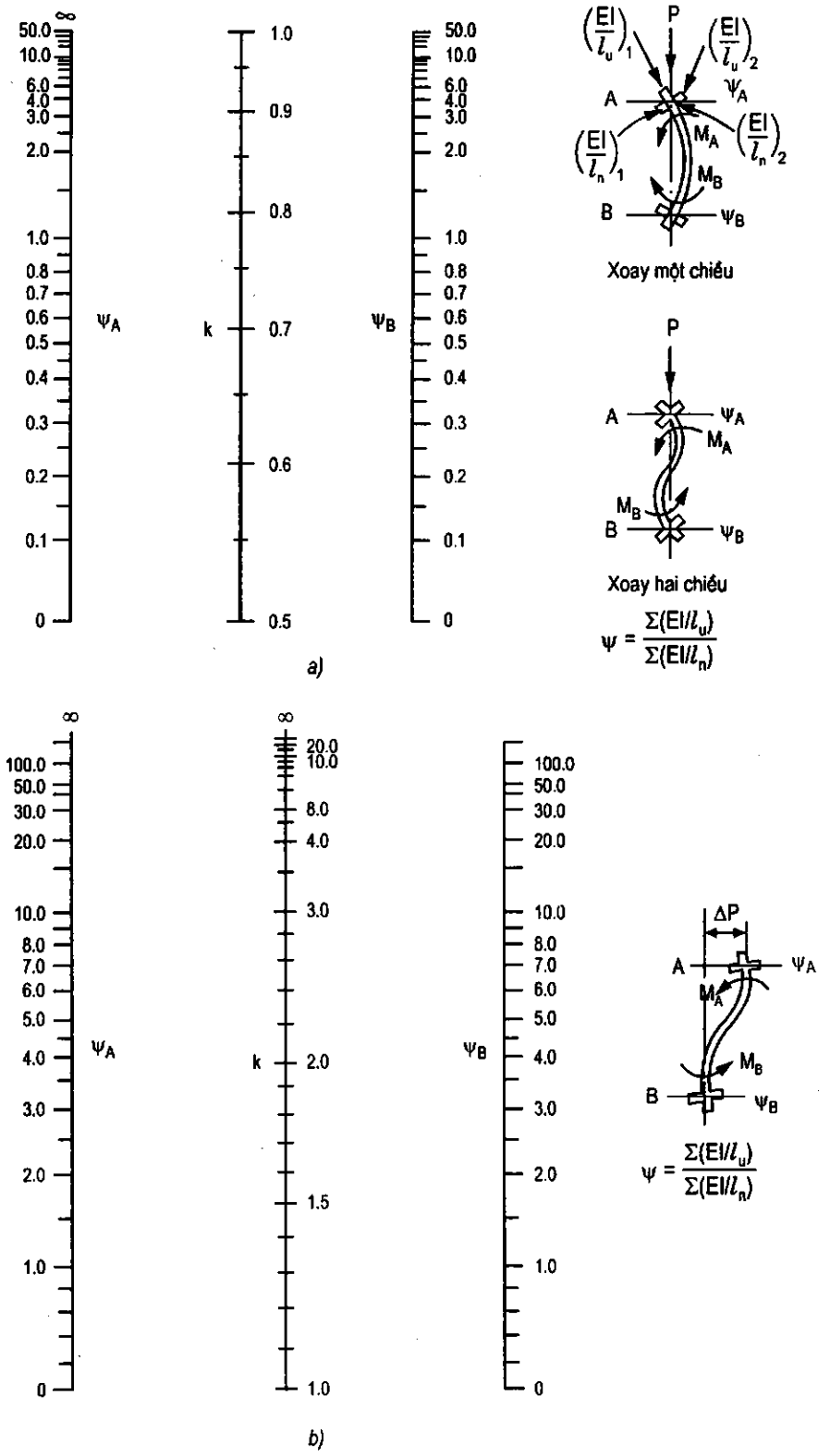
Đối với các cấu kiện chịu nén trong khung có nút không xoay, hệ số chiều dài tính toán k của các cột có thể lấy bằng 1,0 trừ khi kiểm tra cường độ tính với giá trị thấp hơn.

Giá trị k sẽ được xác định theo toán đồ hình 6-26. Ảnh hưởng của độ mảnh được bỏ qua nếu:

$$\frac{kl_u}{r} \le 34 - 12\frac{M_1}{M_2} \qquad (6\text{-}28)$$

trong đó giá trị của kl_u/r có giá trị không lớn hơn 40.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/



Hình 6-26: *Toán đồ xác định hệ số k cho các cột trong khung*

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Tỷ số $\delta = M_1/M_2$ không được lấy bé hơn - 0,5. Khi r = 0,3h, điều đó có nghĩa là ảnh hưởng của độ mảnh có thể có thể bỏ qua với $M_1/M_2 = -0,5$ nếu $kl_u/h \leq 12,0$.

Nếu cột không có góc xoay đầu cột thì hệ số tăng mô men uốn sẽ là δ_{ns}; và đối với cột có góc xoay đầu cột sẽ là $\delta_s = 0$, giá trị mô men tính được theo:

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \qquad (6\text{-}29)$$

trong đó:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1-(P_u/0,75P_c)} \geq 1,0 \qquad (6\text{-}30a)$$

$$P_c = \frac{\pi EI}{(kl_u)^2} \qquad (6\text{-}30b)$$

trong đó: P_c là tải trọng giới hạn khi cột mất ổn định tính theo công thức Euler tính cho cột đầu khớp.

Độ cứng EI được tính theo biểu thức sau:

$$EI = \frac{0,2E_cI_g + E_sI_{se}}{1+\beta_d} \qquad (6\text{-}30c)$$

hoặc tính theo công thức đơn giản sau đây:

$$EI = \frac{0,4E_cI_g}{1+\beta_d} \qquad (6\text{-}30d)$$

C_m là hệ số liên quan đến biểu đồ mô men thực tế và biểu đồ mô men tương đương phân bố đều. Đối với các cấu kiện chỉ chịu tải trọng tại nút, ta có:

$$C_m = 0,6 + 0,4\frac{M_1}{M_2} \geq 0,4 \qquad (6\text{-}31)$$

trong đó: $M_2 > M_1$ và $M_1/M_2 > 0$. Với các cấu kiện có tải trọng tác dụng trong nhịp cấu kiện, hệ số C_m lấy bằng 1,0.

Giá trị cho phép nhỏ nhất của M_2 tính theo:

$$M_{2,min} = P_u(0,6 + 0,03h) \text{ (h tính theo đơn vị in)} \qquad (6\text{-}32)$$

Theo đơn vị SI: $M_{2,min} = P_u(15 + 0,03h)$ (h tính theo đơn vị mm)

Độ lệch tâm tối thiểu đối với cột mảnh: $e_{min} = 0,6 + 0,03h$. Nếu $M_{2,min}$ vượt quá giá trị M_2 tác dụng thì giá trị của C_m trong (6-31) sẽ nhận giá trị bằng 1,0 hoặc dựa trên kết quả tính toán thực tế của mô men đầu cột M_1 và M_2.

6.12.2. Mô men tăng thêm trong khung có nút xoay

Có thể bỏ qua ảnh hưởng của độ mảnh của cột trong khung có nút xoay nếu thoả mãn điều kiện sau:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22 \qquad (6\text{-}33)$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Mô men M_1, M_2 tăng thêm so với trường hợp nút khung không xoay và $\frac{l_n}{r} < \frac{35}{\sqrt{\{P_u / f_c' A_g\}}}$,

như sau:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \qquad (6\text{-}34)$$

Theo giả thiết $M_2 > M_1$, mô men dùng để thiết kế cột M_c tính như sau:

$$M_c = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \qquad (6\text{-}35)$$

trong đó: M_{2ns} được tính trong trường hợp khung không có nút xoay và M_{2s} là mô men ở đầu cột do tải trọng ngang tác dụng và có thể xác định được.

$$\delta_s M_s = \frac{M_{2s}}{1 - [\sum P_u / (0,75 \sum P_c)]} \geq M_s, \text{ trong đó } \delta_s \leq 2,5 \qquad (6\text{-}36a)$$

Trong công thức (6-36), $\sum P_u$ là tổng tất cả các lực thẳng đứng trên một tầng và ΣP_c là tổng các lực giới hạn theo Euler. Đối với cột có liên kết khớp trong khung có nút xoay trong một tầng, P_c tính theo công thức sau (6-30b): $P_c = \pi^2 EI / (k l_u)^2$ với giá trị EI nhận được từ phương trình (6-30c, hoặc d).

Trong trường hợp cột chịu nén độc lập (riêng biệt), nếu thoả mãn điều kiện:

$$\frac{l_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{P_u / f_c' A_g}} \qquad (6\text{-}36b)$$

thì cấu kiện phải tính toán thiết kế theo tải trọng P_u và mô men $M_c = \delta_{ns} M_2$, trong trường hợp này $M_c = \delta_{ns} M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$.

6.12.3. Mô men tăng thêm trong khung có nút xoay với chỉ số ổn định Q

Trong phương pháp này, tiêu chuẩn cho phép giả thiết cột trong khung có nút không xoay nếu tải trọng tăng thêm và mô men trong trường hợp phân tích phi tuyến không vượt quá 5% so với trường hợp phân tích đàn hồi xác định các mô men nút khung. Cột trong một tầng được xem là không có nút xoay nếu chỉ số ổn định Q trong biểu thức sau đây không vượt quá giá trị 0,05:

$$Q = \frac{\Delta_o \sum P_u}{V_u l_c} \qquad (6\text{-}37a)$$

trong đó:

ΣP_u là tổng các lực thẳng đứng tại một tầng;

V_u là lực cắt tại tầng tính toán;

Δ_o là chuyển vị tương đối giữa tầng trên và dưới của một tầng có lực cắt;

l_c là chiều dài của cấu kiện chịu nén trong khung tính từ trung tâm của các mối nối khung.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Hệ số tăng mô men δ_s tính theo chỉ số Q như sau:

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1,0 \qquad (6\text{-}37b)$$

Khi chỉ số Q vượt quá giá trị 0,05, cần phải tính toán theo sơ đồ phi tuyến với việc sử dụng các chương trình máy tính để phân tích khung bê tông cốt thép với các bước lặp để xác định giá trị mô men và chuyển vị xoay tại các nút khung, từ đó xác định ảnh hưởng của độ mảnh cột một cách chính xác và nhanh chóng. Phương pháp này nếu tính toán thủ công thì sẽ rất cồng kềnh, phức tạp và không chính xác.

6.13. Quy trình tính toán cột mảnh (cột dài)

Quy trình tính toán cột mảnh (cột dài) được thực hiện theo các bước sau đây:

Xác định xem khung có tải trọng ngang tác dụng hay không? Nếu có thì dùng các hệ số δ_{ns} và δ_s . Nếu tải trọng ngang có thể bỏ qua thì giả thiết $\delta_s = 0$. Giả thiết kích thước tiết diện cột. Tính toán độ lệch tâm với giá trị mô men đầu cột lớn hơn và kiểm tra so với độ lệch tâm tối thiểu, như sau:

$$\frac{M_2}{P_u} \geq (0,6 + 0,03h), \text{ in.} \qquad (6\text{-}38)$$

Nếu độ lệch tâm đã cho trước nhỏ hơn độ lệch tâm tối thiểu thì dùng giá trị tối thiểu trong tính toán.

Tính toán hệ số ψ_A và ψ_B theo phương trình (6-25). Xác định giá trị k theo hình (6-25) hoặc phương trình (6-24a,b). Tính tỷ số kl_u/r và xác định cột thuộc loại ngắn hay dài (mảnh)? Nếu cột mảnh và tỷ số kl_u/r nhỏ hơn 100, tính toán mô men tăng thêm M_c. Với M_c tính được, tính toán độ lệch tâm tương đương của cột nếu cột được tính toán như cột ngắn. Nếu tỷ số kl_u/r lớn hơn 100, tính toán theo sơ đồ phi tuyến.

Thiết kế cột ngắn tương đương: Các bước tính toán tương tự như đã trình bày trong phần (6-11) và minh họa theo sơ đồ khối (hình 6-27).

Ví dụ 6.13: Thiết kế cột mảnh (cột dài) chịu nén lệch tâm

Cột bê tông cốt thép cốt đai thường của khung nhà (hình 6-28) chịu lực nén lệch tâm. Chiều dài l_u = 18 ft (5,50 m) và không bị ngăn cản dịch chuyển ngang. Lực tác dụng P_u = 726.000 lb. Mô men đầu cột M_1 = 550.000 in-lb và M_2 = 1.525.000 in-lb. Tĩnh tải và mô men do trọng lực bằng 40% tổng tải trọng và mô men.

Yêu cầu thiết kế tiết diện cột và cốt thép dọc chịu lực và cốt thép đai cho cột trong 2 trường hợp sau:

- Chỉ tính đến tải trọng thẳng đứng (bỏ qua tải trọng ngang của gió);

- Xét đến tải trọng gió theo phương ngang P_u = 90.000 lb và mô men M_u = 575.000 in-lb đồng thời kiểm tra ổn định khung theo chỉ số ổn định Q.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

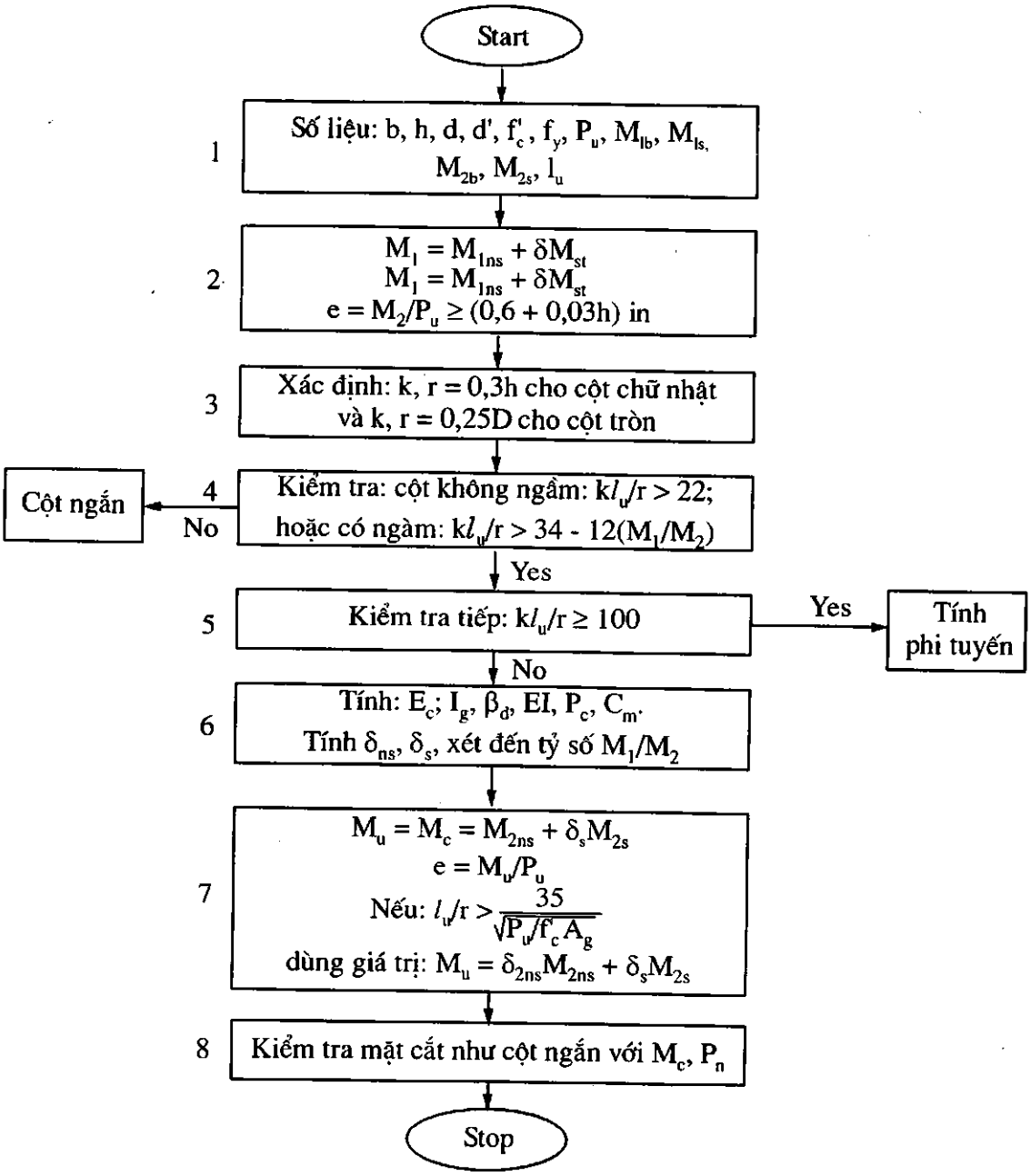
Tải trọng của sàn tác dụng lên các cột ở tầng tính toán như sau:

$\Sigma P_u = 15,5 \times 10^6$ lb;

$\Sigma P_c = 32,0 \times 10^6$ lb;

$V_u = 145.000$ lb/sàn;

$\Delta_o = 1,4$ in



Hình 6-27: *Sơ đồ khối thiết kế cột mảnh (cột dài)*

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Cho các số liệu đầu vào như sau:

$\beta_d = 0,5$; $\psi_A = 2,0$; $\psi_B = 3,0$;

$f'_c = 5.000$ psi, $f_y = 60.000$ psi; d' = 2,5 in

Lời giải trường hợp 1:

Vì trường hợp này bỏ qua lực tác dụng ngang nên mô men $M_{2ns} = M_2$ và hệ số $\delta_s = 0$. Dùng các bước tính toán thiết kế thử dần ta có:

Giả thiết tiết diện cột là 21 × 21 in (hình 6-28);

Độ lệch tâm thực tế: $$e = \frac{M_{2ns}}{P_u} = \frac{1.525.000}{726.000} = 2,1\,\text{in}$$

Độ lệch tâm tối thiểu: $e_{min} = 0,6 + 0,03 \times 21 = 1,23$ in < 2,1 in.

Tính toán độ lệch tâm dùng để tính toán cột ngắn tương đương:

Từ toán đồ 6-26, ta có k = 1,7, tính độ mảnh thực tế của cột:

$$\frac{kl_u}{r} = \frac{1,7(18)(12)}{0,3(21)} = 58,29 < 100.$$

Độ mảnh cho phép của cột: kl_u/r đối với cột không giằng là 22. Như vậy cột thuộc dạng cột mảnh. Dùng phương pháp tăng mô men trong cột như đã trình bày ở trên.

$$E_c = 33w_c^{1,5}\sqrt{f'_c} = 33(150)^{1,5}\sqrt{5.000} = 4,29.10^6 \text{ psi}$$

$$I_g = \frac{21(21)^3}{12} = 16.207\,\text{in}^4$$

$$EI = \frac{0,4E_cI_g}{1+\beta_d} = \frac{0,40(4,29)10^6(16.207)}{1+0,5} = 18,54.10^9\ \text{lb}-\text{in}^2$$

$$(kl_u)^2 = [(1,7)(18)(12)]^2 = 134,8.10^3\ \text{in}^2$$

Lực tới hạn theo Euler:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{kl_u} = \frac{\pi^2(18,54)10^9}{134,8.10^3} = 1,356.10^6\,\text{lb} = 1.356\,\text{kips}$$

Hệ số $C_m = 1,0$ cho cột không giằng ngang.

Hệ số mô men: $$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1-(P_u/0,75P_c)} = \frac{1,0}{1-\dfrac{726}{0,75(1.356)}} = 3,448 > 1,0$$

Mô men thiết kế: $M_c = \delta_{ns}M_{2ns}$ =3,448(1.525.000) = 5.258.200 in-lb.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

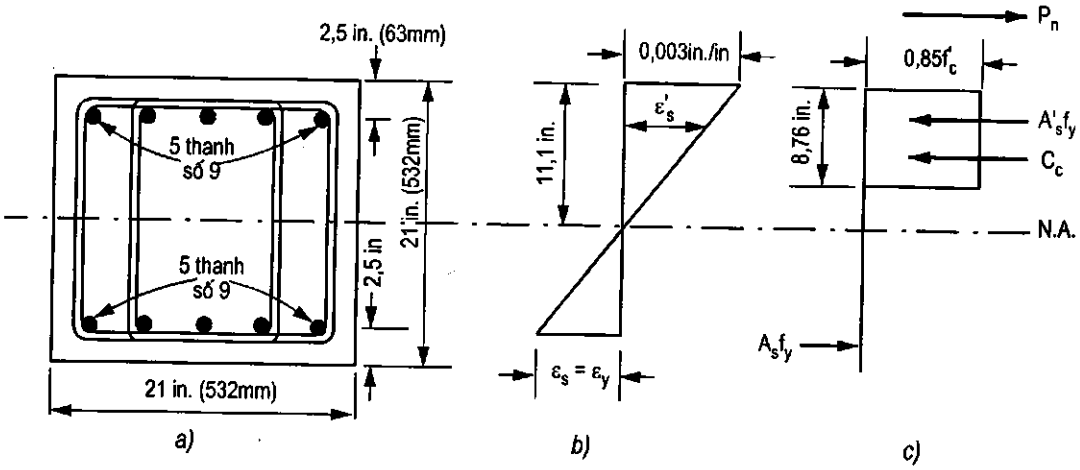
Giả thiết hệ số giảm độ bền $\phi = 0,65$ cho trường hợp phá hoại dòn, ta có khả năng chịu lực yêu cầu như sau:

$$P_n = P_u/\phi = 726.000/0,65 = 1.1166.923 \text{ lb.}$$

$$M_n = M_c/\phi = 5.258.200/0,65 = 8.199.808 \text{ in-lb.}$$

Tính toán cho cột ngắn tương đương như sau:

$$e = \frac{8.199.808}{1.116.923} = 7,34 \text{ in}$$



Hình 6-28: Ví dụ 6-13

Thiết kế theo các bước của cột ngắn:

Kiểm tra cường độ cho cột với giả thiết sau: Cột vuông 21 × 21 in; Giả thiết hàm lượng thép $\rho = \rho' = 1,25$ %, tức là có $A_s = A'_s = 0,0125\ (21)\ (18,5) = 4,86 \text{ in}^2$.

Bố trí 5 thanh thép số #9 tại mỗi vùng kéo và nén của cột, $A_s = A'_s = 5,0 \text{ in}^2$.

Tính toán tại giới hạn phá hoại dòn cho tiết diện:

Giả thiết tỷ số $c/d_t = 0,60$; $c = 0,60(18,5) = 11,1$ in,

$$a = \beta_1 c = 0,80(11,1) = 8,88 \text{ in } (f'_c = 5.000 \text{ psi}, \beta_1 = 0,80);$$

- Xác định ứng suất của cốt thép chịu nén theo phương trình (6-12b):

$$f'_s = \varepsilon'_s E_s = 87.000\left(1 - \frac{d'}{c}\right) = 87.000\left(1 - \frac{2,5}{11,1}\right) = 67.405 \text{ psi} > f_y,$$

dùng giá trị: $f'_s = 60.000$ psi và $f_s = 0,002(29.000.000) = 60.000$ psi trong tính toán.

- Từ hình (6-22), tính được các giá trị lực như sau:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$$C_c = 0{,}85 f'_c ab = 0{,}85(5.000)(8{,}88)(21) = 792.540 \text{ lb.}$$

$$C_s = A'_s f'_s = 5(60.000) = 300.000 \text{ lb.}$$

$$T_s = A_s f_s = 5(60.000) = 300.000 \text{ lb.}$$

- Từ phương trình (6-4), ta có:

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 792.540 + 300.000 - 300.000 = 792.540 \text{ lb}$$

Từ phương trình (6-8b), ta có:

$M_n = C_c\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_s\left(\frac{h}{2} - d'\right) - T_s\left(d - \frac{h}{2}\right)$, thay số vào ta có:

$$M_n = 792.540\left(\frac{21}{2} - \frac{8{,}88}{2}\right) + 300.000\left(\frac{21}{2} - 2{,}5\right) - 300.000\left(18{,}5 - \frac{21}{2}\right) = 9.602.792 \text{ in-lb}$$

- Giới hạn độ lệch tâm phá hoại dòn e_c: $e_c = \frac{M_n}{P_n} = \frac{9.602.792}{792.540} = 12{,}11 \text{ in} > e = 7{,}34 \text{ in}$

Như vậy, cột có độ lệch tâm nhỏ hơn giới hạn phá hoại dòn, sẽ ở trạng thái phá hoại dòn.

Giả thiết lại tính toán cho trường hợp phá hoại dòn với độ cao vùng nén lớn hơn:

Giả thiết lại c = 13,92 in; $a = \beta_1 c = 0{,}80\ (13{,}92) = 11{,}136$ in ;

- Xác định ứng suất của cốt thép chịu nén theo phương trình (6-12b):

$$f'_s = \varepsilon'_s E_s = 87.000\left(1 - \frac{d'}{c}\right) = 87.000\left(1 - \frac{2{,}5}{13{,}92}\right) = 71.375 \text{ psi} > f_y,$$

dùng giá trị: f'_s = 60.000 psi và f_s = 0,002 (29.000.000) = 60.000 psi trong tính toán.

- Xác định ứng suất của cốt thép chịu kéo theo:

$$f_s = 87.000\left(\frac{d}{c} - 1\right) = 87.000\left(\frac{18{,}5}{13{,}92} - 1\right) = 28.625 \text{ psi} < f_y$$

- Tính được các giá trị lực như sau:

$$C_c = 0{,}85 f'_c ab = 0{,}85(5.000)(11{,}136)(21) = 993.888 \text{ lb.}$$

$$C_s = A'_s f'_s = 5(60.000) = 300.000 \text{ lb.}$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$$T_s = A_s f_s = 5(28.625) = 143.125 \text{ lb.}$$

- Từ phương trình (6-4), ta có:

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 993.888 + 300.000 - 143.125 = 1.150.763 \text{ lb}$$

Từ phương trình (6-8b), ta có:

$$M_n = 993.888\left(\frac{21}{2} - \frac{11,136}{2}\right) + 300.000\left(\frac{21}{2} - 2,5\right) - 143.125\left(18,5 - \frac{21}{2}\right) = 8.446.856 \text{ in-lb}$$

- Độ lệch tâm phá hoại dòn e_c: $e_c = \frac{M_n}{P_n} = \frac{8.446.856}{1.150.763} = 7.34 \text{ in} = e = 7,34 \text{ in}$

Vì độ cao vùng nén thực tế của bê tông trong cột c = 13,92 in > giới hạn của phá hoại dòn c = 11,1 in (hoặc có thể so sánh độ lệch tâm thực tế nhỏ hơn độ lệch tâm giới hạn phá hoại dòn) nên cột làm việc trong giai đoạn phá hoại dòn, hệ số giảm độ bền ϕ lấy bằng 0,65.

Tải trọng thiết kế P_u: $P_u = \phi P_n = 0,65(1.150.763) = 747.996$ lb > P_u yêu cầu = 726.000 lb: đảm bảo an toàn.

Chọn thép đai cho cột:

a) 48 lần đường kính thép đai: 48(3/8) = 18 in;

b) 16 lần đường kính thép dọc: 16(9/8) = 18 in;

c) Bằng kích thước nhỏ của tiết diện cột: h = 21 in.

Quyết định chọn thép đai số #3, bố trí bước đai là 18 in.

Lời giải trường hợp 2: *(gồm tải trọng thẳng đứng và gió, kiểm tra theo 6-36b):*

$$\frac{l_u}{r} = \frac{18(12)}{0,3(21)} = 34,3$$

$$\frac{35}{\sqrt{P_u / f_c' A_g}} = \frac{35}{\sqrt{726.000/[5.000(21)(21)]}} = 60 > 34,3$$

như vậy là không cần xét việc tăng mô men do uốn dọc của cột.

- Tính toán lực tác dụng: U = 1,2D + 0,5L + 1,6 W

Trọng lực thẳng đứng $P_D = 0,4(726.000) = 290.400$ lb;

Trọng lực thẳng đứng $P_L = 726.000 - 290.400 = 435.600$ lb;

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Lực tiêu chuẩn: $P = 435.600/1,6 = 272.250$ lb

$U = 1,2(290.400) + 0,5(272.250) + 1,6(90.000) = 628.605$ lb.

Mô men: $M_D = 0,40(1.525.000) = 610.000$ in-lb;

Mô men: $M_L = 1.525.000 - 610.000 = 915.000$ in-lb;

$M_{n2s} = 1,2(610.000) + 0,5(915.000) = 1.189.500$ in-lb;

$M_{2s} = 1,6(575.000) = 920.000$ lb;

$$\delta_s = \frac{1,0}{1 - \frac{\sum P_u}{0,75\sum P_c}} = \frac{1,0}{1 - \frac{15,5.10^6}{0,75(32.10^6)}} = 2,82 > 1,0$$

$\delta_s M_s > M_s$: Thoả mãn điều kiện.

$M_c = 1.189.500 + 2,28\ (920.000) = 3.783.900$ in-lb;

P_n yêu cầu $= 628.605/0,65 = 967.115$ lb;

M_n yêu cầu $= 3.783.900/0,65 = 5.821.385$ in-lb;

Độ lệch tâm $e = 5.821.385/967.115 = 6,01$ in $<$ e giới hạn $= 12,11$ in.

Như vậy cấu kiện phá hoại dòn. Trường hợp này P_n nhỏ hơn trường hợp 1 đã tính được ở trên.

Lời giải trường hợp 2: *(Kiểm tra chỉ số ổn định Q)*

$\sum P_u = 15,5.10^6$ lb; $V_u = 1,45.10^5$ lb;

$l_c = 18,0 + 1,0 = 19$ ft $= 228$ in, $\Delta_o = 1,4$ in;

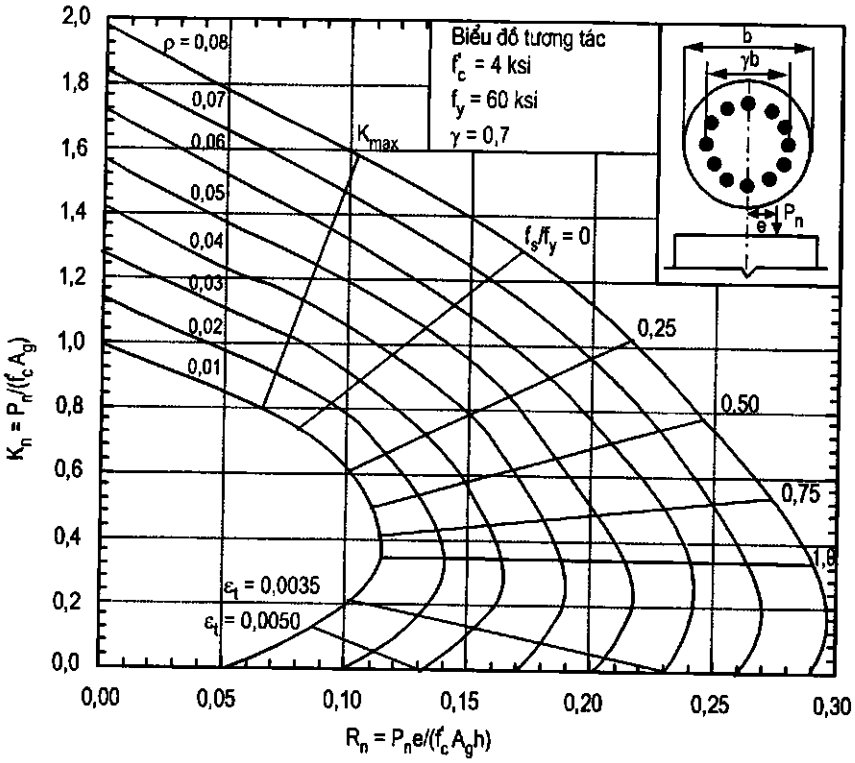
Từ (6-37a) ta có: $$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u l_c} = \frac{15,5.10^6(1,4)}{1,45.10^5(228)} = 0,66 > 0,05$$

Do đó không thể xem cột này như là cột không xoay được.

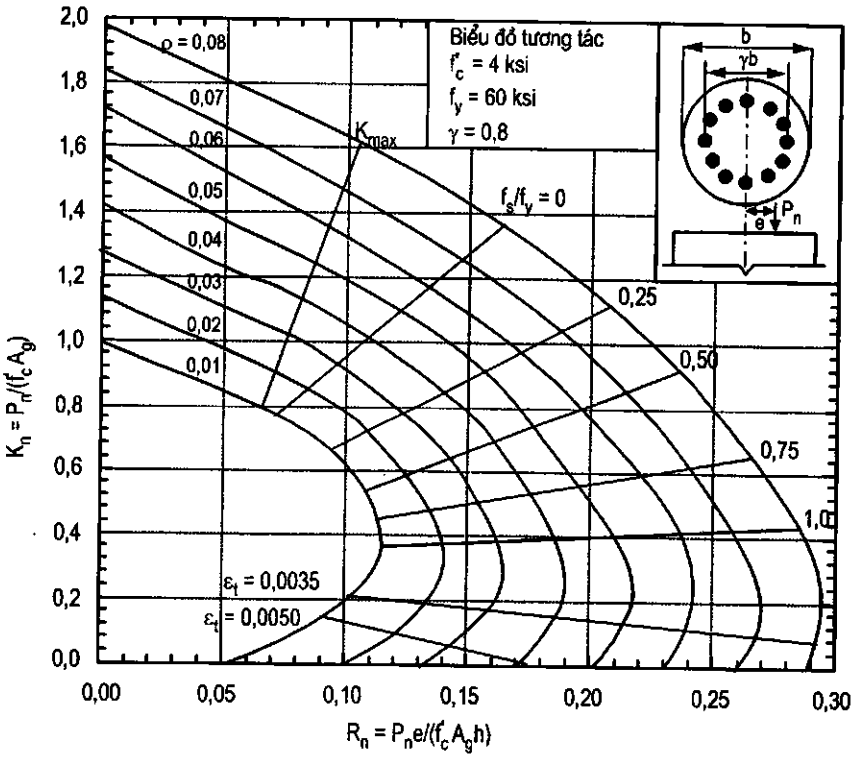
Từ phương trình (6-37b) ta có: $$\delta_s = \frac{1}{1-Q} = \frac{1}{1-0,66} = 2,94 > 1,0$$

Như vậy cần phải tính toán theo sơ đồ phi tuyến (trường hợp 2). Có thể tính toán gần đúng theo phương pháp đã nêu ở trường hợp 1.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/



Hình 6-29a: *Biểu đồ tương tác của cột tròn B21 (Ví dụ 6-12)*



Hình 6-29b: *Biểu đồ tương tác của cột tròn B22 (Ví dụ 6-12)*

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

7

TÍNH TOÁN ĐỘ VÕNG VÀ KHE NỨT

Ngoài nội dung tính toán về cường độ cho các cấu kiện bê tông cốt thép như đã trình bày trong các chương 3, 4, 5 và 6, các vấn đề liên quan đến sự làm việc bình thường của cấu kiện bê tông cốt thép như độ võng, sự xuất hiện vết nứt, ăn mòn cốt thép, xâm thực và phá huỷ bề mặt bê tông là những vấn đề cần quan tâm nghiên cứu, tính toán và có giải pháp để hạn chế các tác động xấu với các kết cấu trong suốt thời gian sử dụng.

Độ bền của bề mặt cấu kiện có thể được cải thiện tốt hơn với các biện pháp kỹ thuật trong quá trình trộn vữa bê tông, đổ bê tông và dưỡng hộ đúng theo quy trình kỹ thuật, đảm bảo chất lượng bê tông như mác thiết kế. Để giảm xâm thực bề mặt bê tông trong các môi trường hoá chất, chất thải, nước mặn,... người ta có thể sử dụng phụ gia đặc biệt cho hỗn hợp bê tông.

Chọn chiều dày lớp bảo vệ thích hợp, khống chế sự xuất hiện và hình thành khe nứt và độ võng của cấu kiện có thể giảm các tác động xấu với chất lượng bê tông và loại bỏ được phần lớn các vấn đề nêu trên.

Chương 7 sẽ tập trung tính toán đánh giá độ võng và đặc tính nứt của cấu kiện bê tông cốt thép chịu uốn. Ảnh hưởng của khe nứt đến độ cứng của cấu kiện cũng như độ võng do tải trọng tác dụng ngắn hạn và dài hạn sẽ được nghiên cứu chi tiết. Các ví dụ bằng số sẽ minh hoạ việc áp dụng các công thức tính toán nêu trong phần dưới đây.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

7.1. Ý nghĩa của việc tính toán độ võng

Các phương pháp tính toán kết cấu bê tông cốt thép theo ứng suất cho phép trước những năm 1970 thì giới hạn ứng suất trong bê tông khoảng 45% so với cường độ chịu nén và ứng suất trong cốt thép thì nhỏ hơn 50% cường độ chảy của thép. Các công thức của lý thuyết đàn hồi đã được áp dụng cho tính toán thiết kế các kết cấu nói chung và bê tông cốt thép nói riêng. Mặt cắt các cấu kiện được tính toán chịu mô men lớn nhất mà không xét đến sự phân phối lại nội lực trong kết cấu, do đó kết cấu có dạng nặng nề hơn so với các kết cấu được tính toán theo trạng thái giới hạn như hiện nay.

Các loại bê tông cường độ cao có cường độ chịu nén vượt quá 12.000 psi (83 MPa) và cốt thép cường độ cao cũng được dùng trong thiết kế các kết cấu bê tông cốt thép. Các đặc trưng cơ lý của vật liệu được mở rộng hơn và làm cho các hệ số tải trọng giảm đi và độ dự trữ an toàn cho kết cấu cũng giảm đi. Các cấu kiện thanh mảnh hơn, biến dạng, độ võng sẽ tăng lên, do đó việc tính toán độ võng trở thành một tiêu chuẩn và nội dung cần chú ý trong quá trình sử dụng của kết cấu bê tông cốt thép.

Độ võng vượt giới hạn cho phép của kết cấu có thể gây ra các chuyển vị của gối tựa, hoặc các bộ phận kết cấu phần dưới. Chuyển vị độ võng của dầm đỡ các panen và đường kính lớn có thể gây nứt panen kính. Trong trường hợp panen mái nhà hoặc sàn ngoài trời, độ võng lớn có thể gây nứt và thấm nước, làm hư hỏng các kết cấu chịu lực.

Do đó, vấn đề tính toán, khống chế độ võng đối với một số kết cấu cụ thể được quy định chi tiết cho từng trường hợp dầm độc lập, dầm sàn liền khối, v.v...

7.2. Đặc tính biến dạng độ võng của dầm

Đường cong quan hệ tải trọng và độ võng của dầm có dạng cơ bản theo ba giai đoạn như vẫn được khảo sát trong môn học Sức bền vật liệu, bao gồm 3 vùng cho đến trước khi bị phá hoại:

- Vùng 1: Trước khi khe nứt xuất hiện trong bê tông;
- Vùng 2: Sau khi xuất hiện khe nứt, bề rộng khe nứt tăng lên và phân bố lại nội lực;
- Vùng 3: Tải trọng vượt quá giới hạn sử dụng bình thường, cốt thép vùng chịu kéo đạt đến cường độ chảy.

7.2.1. Giai đoạn trước khi khe nứt xuất hiện

Quan hệ giữa tải trọng và độ võng của cấu kiện trước khi xuất hiện khe nứt hầu như là đường thẳng, vật liệu làm việc trong giai đoạn đàn hồi. Giá trị ứng suất kéo lớn nhất trong dầm nhỏ hơn cường độ chịu kéo của bê tông khi chịu uốn. Độ cứng chống uốn EI của dầm có thể tính toán theo mô đun đàn hồi của bê tông E_c và mô men quán tính của mặt cắt ngang của dầm bê tông cốt thép khi chưa nứt.

Đặc trưng tải trọng và độ võng phụ thuộc chủ yếu vào quan hệ ứng suất-biến dạng của bê tông. Giá trị của mô đun đàn hồi E_c tính theo công thức kinh nghiệm của tiêu chuẩn ACI đã nêu trong chương 2:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$E_c = 33w_c^{1,5}\sqrt{f_c'}$, trong đó w_c là dung trọng của bê tông tính theo đơn vị lb/ft^3 (1lb/ft^3 = 16,02 kg/m^3), f_c' tính theo đơn vị psi; hoặc $E_c = 57.000\sqrt{f_c'}$ đối với bê tông có dung trọng trung bình.

Nếu tính chính xác hơn mô men quán tính của tiết diện thì cần kể đến sự có mặt của cốt thép A_s. Lúc đó cần tính đổi diện tích thép A_s bằng cách nhân với tỷ số E_s/E_c với A_s. Sau khi tính đổi diện tích thép thành bê tông, xác định trọng tâm tiết diện tính đổi và tính toán mô men quán tính với trục đi qua trọng tâm tiết diện đã tính đổi đó I_{gt}.

Ví dụ tiếp theo sẽ trình bày cách tính toán mô men quán tính của tiết diện quy đổi của dầm bê tông cốt thép có mặt cắt chữ nhật. Tuy nhiên, phần lớn người thiết kế chỉ dùng mô men quán tính của tiết diện bê tông chưa nứt mà bỏ qua ảnh hưởng tăng độ cứng của cốt thép.

Giai đoạn trước khi nứt sẽ kết thúc khi ứng suất kéo ở mép biên chịu kéo đạt đến cường độ chịu kéo của bê tông f_r (f rupture). Cường độ chịu kéo của bê tông tỷ lệ với căn bậc hai của cường độ chịu nén của bê tông. Trong thiết kế, đối với bê tông có dung trọng trung bình, giá trị này có thể tính theo biểu thức sau:

$$f_r = 7,5\sqrt{f_c'} \qquad (7\text{-}1)$$

Đối với bê tông nhẹ, giá trị của f_r trong biểu thức trên (7-1) được nhân với hệ số 0,75 cho tất cả các loại bê tông nhẹ và 0,85 đối với bê tông nhẹ cốt liệu cát.

Nếu khoảng cách của mép biên chịu kéo của tiết diện đến trọng tâm tiết diện tính đổi là y_t, mô men chống nứt M_{cr} tính theo công thức sau:

$$M_{cr} = \frac{I_g f_r}{y_t} \qquad (7\text{-}2)$$

Đối với tiết diện chữ nhật: $y_t = h/2$ (7-3)

Tính toán độ võng của dầm trong giai đoạn này không quan trọng lắm vì hầu hết các cấu kiện đều xuất hiện khe nứt khi chịu tải trọng tác dụng. Việc hiểu biết cách tính toán vẫn cần thiết, vì các mặt cắt khác của dầm với nội lực nhỏ hơn vẫn ở trong giai đoạn chưa bị nứt.

Ví dụ 7-1: Xác định mô men chống nứt cho tiết diện chữ nhật

Xác định mô men chống nứt cho cấu kiện bê tông cốt thép chịu uốn có tiết diện chữ nhật (hình 7-10) theo hai phương pháp: (a) tính đến ảnh hưởng của cốt thép ; (b) không kể đến sự có mặt của cốt thép trong dầm.

Số liệu cho trước: $f_c' = 4.000$ psi, $f_y = 60.000$ psi, $E_s = 29.10^6$ psi (200.000 MPa), bê tông nặng trung bình. Cốt thép: 4 thanh số 9 ($A_s = 4,0$ in^2), b = 12 in, h = 24 in, d = 21 in, d' = 3 in.

Lời giải:

a) Tính toán với tiết diện tính đổi: Hệ số tính đổi $n = E_s/E_c$.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Xác định E_c: $E_c = 57.000\sqrt{f'_c} = 57.000\sqrt{4.000} = 3,6.10^6$ psi

- Hệ số tính đổi n: $n = \dfrac{E_s}{E_c} = \dfrac{29.10^6}{3,6.10^6} = 8,1$

- Chiều cao vùng bê tông chịu nén: $\bar{y} = \dfrac{(bh^2/2) + (n-1)A_s d}{bh + (n-1)A_s}$, thay số vào ta có:

$$\bar{y} = \frac{\left[(12)(24)^2/2\right] + (8,1-1)(4)(21)}{(12)(24) + (8,1-1)(4)} = 12,8\,\text{in}$$

- Mô men quán tính tính đổi với trục đi qua trọng tâm tiết diện tính đổi I_{gt} sẽ là:

$I_{gt} = \dfrac{bh^3}{12} + bh(12,8-12,0)^2 + (n-1)A_s(d-\bar{y})^2$, thay số vào ta có:

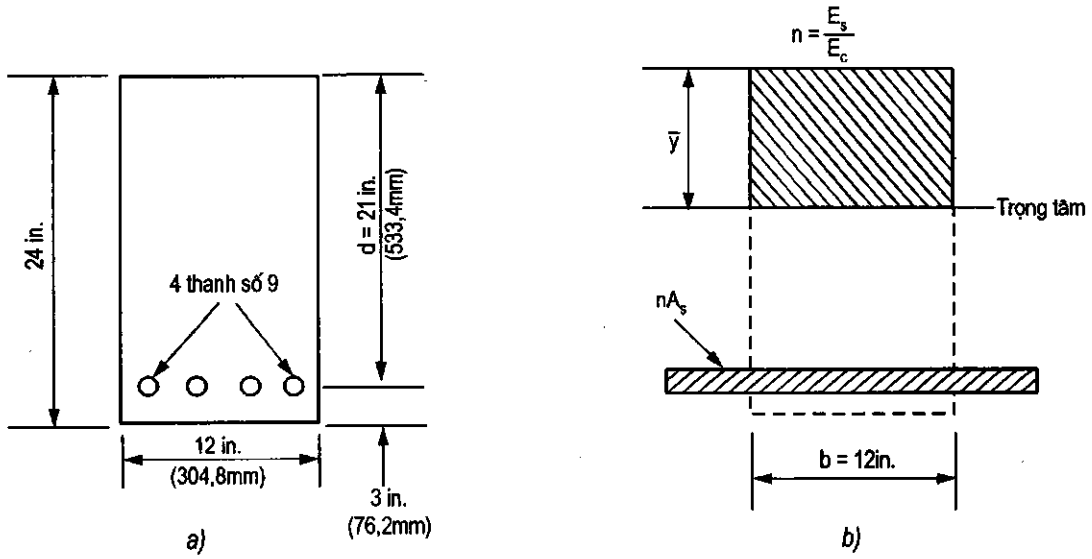
$$I_{gt} = \frac{(12)(24)^3}{12} + (12)(24)(12,8-12,0)^2 + (8,1-1)(4)(21-12,8)^2 = 15.918\,\text{in}^4$$

- Khoảng cách từ trục trung hoà của tiết diện tính đổi đến mép biên chịu kéo y_t:

$y_t = h - \bar{y} = 24 - 12,8 = 11,2$ in

- Cường độ chịu kéo của bê tông f_r tính theo (7-1):

$f_r = 7,5\sqrt{f'_c} = 7,5\sqrt{4.000} = 474,3$ psi.



Hình 7-1: Tiết diện bê tông cốt thép trước khi nứt

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Mô men chống nứt M_{cr} tính theo (7-2):

$$M_{cr} = \frac{I_g f_r}{y_t} = \frac{15.918(474,3)}{11,2} = 674.100 \text{ in-lb}$$

b) Tính toán với tiết diện bê tông:

- Chiều cao vùng bê tông chịu nén $\bar{y}$:

$$\bar{y} = \frac{h}{2} = \frac{24}{2} = 12 \text{ in}$$

- Mô men quán tính tính đối với trục đi qua trọng tâm tiết diện I_g:

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{12(24)^3}{12} = 13.824 \text{ in}^4$$

- Khoảng cách từ trục trung hoà của tiết diện đến mép biên chịu kéo y_t:

$$y_t = h - \bar{y} = 24 - 12 = 12 \text{ in}$$

- Mô men chống nứt M_{cr} tính theo (7-2):

$$M_{cr} = \frac{I_g f_r}{y_t} = \frac{13.824(474,3)}{12} = 546.394 \text{ in-lb}$$

Như vậy có sai số khoảng 15% về giá trị của I_g và 19% giá trị của M_{cr}. Tuy vậy, kết quả tính toán độ võng theo các giá trị mô men quán tính khác nhau không ảnh hưởng nhiều như vậy. Trong đa số trường hợp tính toán, không cần thiết phải dùng tiết diện tính đổi để xác định mô men chống nứt M_{cr}.

7.2.2. Giai đoạn sau khi khe nứt xuất hiện

Giai đoạn trước khi xuất hiện khe nứt sẽ kết thúc khi khe nứt đầu tiên xuất hiện và cấu kiện chuyển sang giai đoạn 2 của biểu đồ quan hệ tải trọng và độ võng của nó. Hầu hết các cấu kiện chịu uốn thuộc giai đoạn này khi chịu tác dụng của tải trọng tiêu chuẩn (không phải là tính toán). Mức độ hình thành và mở rộng khe nứt dọc theo trục dầm phụ thuộc vào trạng thái ứng suất về độ võng của dầm bê tông cốt thép. Các khe nứt ở phần giữa nhịp thường phát triển sâu hơn và có bề rộng khe nứt lớn hơn, còn tại các gối tựa của dầm đơn, khe nứt thường nhỏ hơn.

Khi khe nứt xuất hiện, lực kéo của bê tông vùng chịu kéo tham gia vào quá trình chịu lực giảm đi đáng kể và do đó độ cứng chống uốn cũng giảm đi, độ dốc của đường quan hệ tải trọng và độ võng trong vùng này nhỏ hơn so với giai đoạn trước khi khe nứt xuất hiện. Như vậy, khi khe nứt phát triển tăng lên, độ cứng giảm đi do lực dính giữa bê tông và thép giảm, mô men quán tính của tiết diện bị nứt cũng giảm đi nhiều. Tại trạng thái ứng suất biến dạng này, ứng suất chịu kéo của bê tông được bỏ qua, mô men quán tính của tiết diện I_{cr} có thể tính toán từ các công thức của Sức bền vật liệu.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Biểu đồ phân bố ứng suất và biến dạng của dầm theo chiều cao dầm trong trường hợp tiết diện chữ nhật có thể tham khảo ở hình 7-2.

Các giả thiết sau đây được áp dụng trong tính toán độ võng của dầm bê tông cốt thép:

a) Phân bố biến dạng theo chiều cao tiết diện là đường thẳng;

b) Bê tông vùng chịu kéo không tham gia chịu lực;

c) Cả bê tông và thép nằm trong giới hạn dẻo;

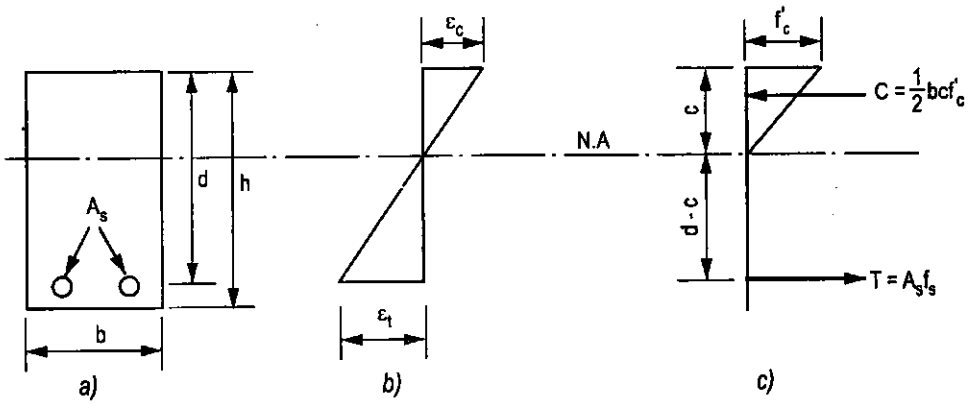
d) Phân bố biến dạng tương tự như trong tính toán thiết kế tiết diện của dầm bê tông cốt thép.

Mô men quán tính I_{cr} được tính toán theo công thức sau:

$$A_s f_s = bc\frac{f'_c}{2} \qquad (7\text{-}4a)$$

Vì cốt thép có cường độ chảy $f_s = E_s\varepsilon_s$ và ứng suất trong bê tông $f'_c = E_c\varepsilon_c$, nên (7-4a) có thể viết lại như sau:

$$A_s E_s \varepsilon_s = bc\frac{E_c\varepsilon_c}{2} \qquad (7\text{-}4b)$$



Hình 7-2: Trạng thái ứng suất biến dạng sau khi nứt của dầm

Từ hình (7-2) ta có:

$$\frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_s}{d-c} \text{ hoặc } \varepsilon_s = \varepsilon_c\left(\frac{d}{c} - 1\right) \qquad (7\text{-}5)$$

Từ phương trình (7-4b) và (7-5) ta có:

$$A_s E_s \varepsilon_c\left(\frac{d}{c} - 1\right) = bc\frac{E_c\varepsilon_c}{2} \qquad (7\text{-}6a)$$

hoặc:

$$\frac{A_s E_s}{E_c}\left(\frac{d}{c} - 1\right) = \frac{bc}{2} \qquad (7\text{-}6b)$$

Thay thế tỷ số $E_s/E_c = n$, phương trình (7-6b) có thể viết được dưới dạng sau:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$$\frac{bc^2}{2} + nA_s c - nA_s d = 0 \qquad (7\text{-}6c)$$

Giải phương trình bậc 2 (7-6c) ta sẽ nhận được giá trị chiều cao trục trung hòa c. Mô men quán tính I_{cr} có thể xác định theo biểu thức sau:

$$I_{cr} = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d-c)^2 \qquad (7\text{-}7)$$

trong đó: số hạng đầu là mô men quán tính của bê tông vùng chịu nén bc ở phía trên trục trung hoà, bỏ qua phần bê tông chịu kéo. Thành phần thứ hai là lượng chuyển trục của mô men quán tính của diện tích cốt thép quy đổi thành bê tông và bỏ qua mô men quán tính của bản thân cốt thép A_s.

Trong tính toán thường dùng mô men quán tính hiệu quả (I_e) và độ cứng dùng để tính toán độ võng sẽ là E_cI_e do các tiết diện của cấu kiện ở các vị trí khác nhau trong dầm có thể thay đổi giá trị mô men giữa I_g và I_{cr}. Phương trình Branson cho phép xác định I_e theo điều kiện sau:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \le I_g \qquad (7\text{-}8a)$$

Phương trình (7-8a) có thể viết lại dưới dạng:

$$I_e = I_{cr} + \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 (I_g - I_{cr}) \le I_g \qquad (7\text{-}8b)$$

Mô men quán tính hiệu quả I_e phụ thuộc vào tỷ số giữa mô men lớn nhất M_a dọc theo trục dầm và mô men chống nứt M_{cr}.

Ví dụ 7-2: Xác định mô men quán tính hiệu quả I_e cho tiết diện chữ nhật đã bị nứt

Xác định mô men quán tính hiệu quả I_e tiết diện chữ nhật trong ví dụ (7-1) nếu mô men lớn nhất M_a = 2.000.000 in-lb. Biết các số liệu cho trước như sau:

b = 12 in, d = 21 in, h = 24 in, A_s = 4,0 in^2. f'_c = 4.000 psi, f_y = 60.000 psi, $E_s = 29.10^6$ psi (200.000 MPa), $E_c = 3{,}6.10^6$ psi, n = 8,1.

Lời giải:

- Giải phương trình (7-6c): $\frac{bc^2}{2} + nA_s c - nA_s d = 0$, thay số vào ta có:

$$\frac{12c^2}{2} + 8{,}1(4)c - 8{,}1(4)(21) = 0$$, nhận được giá trị c = 8,3 in.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Từ phương trình (7-7):

$$\frac{12(8,3)^3}{3} + 8,1(4,0)(21-8,3)^2 = 7.513 \text{ in}^4$$

- Dùng I_{gt} và M_{cr} của ví dụ 7-1 gồm cả cốt thép vùng kéo quy đổi: I_{gt} = 15.918 in^4, M_{cr} = 674.100 in-lb. Tính mô men hiệu quả I_e theo (7-8b):

$$I_e = I_{cr} + \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 (I_g - I_{cr}) \le I_g \text{, thay số vào ta có:}$$

$$I_e = 7.513 + \left(\frac{674.100}{2.000.000}\right)^3 (15.918 - 7.513) = 7.835 \text{ in}^4 < I_g$$

- Nếu sử dụng giá trị của mô men quán tính I_g và mô men M_{cr} không kể đến cốt thép (ví dụ 7-1): I_g = 13.824 in^4, M_{cr} = 546.394 in-lb, thì giá trị của I_e được tính như sau:

$$I_e = 7.513 + \left(\frac{546.394}{2.000.000}\right)^3 (13.824 - 7.513) = 7.642 \text{ in}^4 < I_g$$

- So sánh hai giá trị tính được của mô men quán tính hiệu quả I_e theo hai phương pháp (7.835 in^4 và 7.642 in^4) cho thấy sự thay đổi không đáng kể.

7.2.3. Giai đoạn cấu kiện bị phá hoại - Trạng thái giới hạn về độ võng

Trong giai đoạn này, khi tải trọng tiếp tục tăng lên, khe nứt mở rộng, trục trung hoà dâng lên cao, cốt thép vùng kéo sẽ chảy dẻo, độ võng tăng lên nhiều lần, cuối cùng bê tông vùng nén cũng bị ép vỡ, dầm tiến đến trạng thái bị phá hoại. Lúc này tải trọng không tăng mà độ võng vẫn liên tục tăng nhanh.

Việc nghiên cứu độ võng trong giai đoạn này không có ý nghĩa trong thực tế. Trong một số trường hợp cấu kiện ở vùng chịu tải trọng động đất và có khả năng vượt tải trọng thiết kế thì vấn đề này mới được xem xét thêm.

7.3. Độ võng do tải trọng tác dụng dài hạn

Theo thời gian, độ võng của các cấu kiện tăng lên do hiện tượng từ biến và mỏi của vật liệu bê tông và thép. Ngoài độ võng tức thời hay ngắn hạn do tải trọng và các yếu tố khác gây ra, độ võng theo thời gian hay dài hạn cũng cần được đánh giá trong quá trình tính toán thiết kế các cấu kiện chịu uốn bằng bê tông cốt thép, nhằm đảm bảo sự làm việc bình thường của kết cấu trong mọi điều kiện có thể xảy ra.

Các ảnh hưởng có thể gây ra tăng độ võng theo thời gian bao gồm từ biến, co ngót của vật liệu cũng như thay đổi nhiệt độ. Những biến dạng này làm thay đổi sự phân bố ứng suất trong bê tông và cốt thép, tạo nên sự gia tăng độ cong của cấu kiện với cùng một giá trị của ngoại lực tác dụng.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Tính toán ảnh hưởng của từ biến và co ngót trong một khoảng thời gian nào đó là bài toán phức tạp. Hơn nữa, yếu tố xuất hiện khe nứt trong quá trình chịu lực của cấu kiện cũng làm thay đổi độ cứng của các kết cấu bê tông cốt thép và làm cho quá trình tính toán càng trở nên phức tạp hơn.

Trong thực tế tính toán, người ta thường áp dụng các công thức kinh nghiệm để đánh giá độ võng theo thời gian với cùng một điều kiện chịu lực như nhau.

Độ võng tăng thêm do chịu lực cùng với các yếu tố thời gian được xét đến trong tiêu chuẩn của ACI bằng việc nhân thêm một hệ số như sau:

$$\lambda = \frac{T}{1 + 50\rho'} \qquad (7\text{-}9)$$

trong đó: ρ' là hàm lượng cốt thép chịu nén của tiết diện giữa nhịp của dầm đơn giản và dầm liên tục; T là hệ số có giá trị bằng 1,0 đối với thời gian chịu tải 3 tháng, bằng 1,2 với tải trọng tác dụng trong 6 tháng, bằng 1,4 với thời gian 12 tháng và lấy bằng 2 cho thời gian từ 5 năm trở lên.

Nếu ta có độ võng tức thời là Δ_i, thì độ võng do tải trọng dài hạn tác dụng theo thời gian sẽ là $\lambda\Delta_i$ và tổng độ võng theo thời gian sẽ là $(1 + \lambda)\Delta_i$. Vì hoạt tải không phải lúc nào cũng tác dụng trên kết cấu, nên chỉ có một phần hoạt tải cùng với các yếu tố tĩnh tải khác được xem xét trong quá trình tính toán độ võng theo thời gian mà thôi.

Biểu thức xác định hệ số λ trong công thức (7-9) có dạng tương tự độ cứng EI của cấu kiện bê tông cốt thép mà T là đặc trưng của vật liệu (E) còn (1 + 50ρ') thì tương tự với đặc trưng hình học của tiết diện (I).

Tổng độ võng theo thời gian sẽ là:

$$\Delta_{LT} = \Delta_L + \lambda_\infty \Delta_D + \lambda_t \Delta_{LS} \qquad (7\text{-}10)$$

trong đó:

Δ_L là độ võng ban đầu do hoạt tải gây ra trên cấu kiện;

Δ_D là độ võng ban đầu do tĩnh tải gây ra trên cấu kiện;

Δ_{LS} là độ võng ban đầu do hoạt tải tác dụng thực tế gây ra (một phần của Δ_L đã được xác định theo tải trọng thực tế này)

λ_∞ là hệ số nhân cho thời gian "vô cùng" của tải trọng tác dụng dài hạn;

λ_t là hệ số theo thời gian cho thời gian tác dụng có hạn của tải trọng.

Giá trị của hệ số λ đối với bê tông có dung trọng trung bình và bê tông nhẹ lấy như nhau.

7.4. Độ võng giới hạn cho phép

Độ võng giới hạn cho phép trong hệ kết cấu phụ thuộc loại công trình, chức năng vận hành của các bộ phận cấu kiện khác nhau, có các lớp kết cấu phụ cho trần và sàn, có các thiết bị gắn liền với kết cấu cần đánh giá độ võng hay không?

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Vì độ võng được xác định theo tải trọng tiêu chuẩn (service loads) nên với các kết cấu được thiết kế với bê tông và thép làm việc với ứng suất nhỏ thì độ võng không phải là vấn đề cần quan tâm, vì lúc đó tải trọng phá hoại sẽ lớn hơn rất nhiều so với tải trọng tiêu chuẩn, độ võng thường thoả mãn yêu cầu đặt ra cho cấu kiện.

Các cấu kiện bê tông cốt thép hiện đại được thiết kế theo tải trọng giới hạn và sử dụng bê tông và cốt thép cường độ cao. Do đó độ mảnh của các cấu kiện do các phương pháp thiết kế đem lại cần phải được khống chế chặt chẽ hơn đối với độ võng do các tải trọng tiêu chuẩn gây ra, bao gồm cả độ võng tức thời và độ võng dài hạn theo thời gian.

Có thể khống chế độ võng của các dầm và sàn nhà theo chiều dày tối thiểu của cấu kiện. Thường chiều dày tối thiểu h của các cấu kiện được khống chế trong khoảng từ $l/8$ đến $l/20$, trong đó l là nhịp tính theo in. Tỉ lệ này còn phụ thuộc vào loại liên kết của cấu kiện: dầm đơn gian, một đầu công xôn, hai đầu liên tục hay là dầm công xôn. Các giá trị cụ thể cần tham khảo thêm trong các sổ tay thiết kế kết cấu bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn của ACI.

Độ võng tương đối (l/Δ) tính theo tỉ số giữa nhịp cấu kiện (l) và độ võng (Δ) cũng được quy định cho từng loại kết cấu khác nhau, thường các giá trị này nằm trong khoảng từ 180 đến 240.

Tiêu chuẩn ACI yêu cầu độ võng tính toán được đối với dầm và sàn một hướng phải thoả mãn yêu cầu tối thiểu về độ võng cho phép. Tuy nhiên các yếu tố tải trọng tác dụng, dài hạn đôi khi gây ra ứng suất quá lớn trong cốt thép và bê tông, vì vậy vẫn phải cần tính toán xác định tổng biến dạng (độ võng) theo phương trình (7-10) và thiết kế các kích thước tiết diện của dầm dựa trên các độ võng tương đối (l/Δ) như đã nói ở trên.

7.5. Tính toán độ võng

Độ võng của các cấu kiện là hàm của các biến số: nhịp dầm, liên kết ở hai đầu của cấu kiện, loại tải trọng tác dụng và độ cứng EI của cấu kiện.

Biểu thức tổng quát của độ võng lớn nhất Δ_{max} trong các cấu kiện đàn hồi có thể biểu diễn theo quan hệ cơ học kết cấu sau đây:

$$\Delta_{max} = K\frac{Wl_n^3}{48E_cI_c} \qquad (7\text{-}11)$$

trong đó:

W là tổng tải trọng tác dụng trên cấu kiện;

l_n là nhịp dầm (tính theo nhịp hở giữa các liên kết);

E_c là mô đun đàn hồi của bê tông;

I_c là mô men quán tính của tiết diện;

K là hệ số phụ thuộc vào mức độ liên kết của các gối tựa.

Phương trình (7-11) có thể viết lại dưới dạng tính theo mô men M như sau:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$$\Delta_{max} = k\frac{Ml_n^2}{E_cI_e} \qquad (7\text{-}12)$$

trong đó:

k là hệ số phụ thuộc vào liên kết của gối tựa và điều kiện tải trọng;

M là mô men tác dụng trên tiết diện;

I_e là mô men quán tính hiệu quả của tiết diện.

Một số công thức tính độ võng tại các điểm đặc biệt của cấu kiện thường gặp như sau:

- Độ võng giữa nhịp dầm đơn chịu tải trọng phân bố đều w: $\Delta_{max} = \frac{5wl^4}{384EI}$

- Độ võng giữa nhịp dầm đơn chịu tải trọng tập trung P: $\Delta_{max} = \frac{Pl^3}{48EI}$

- Độ võng giữa nhịp dầm ngàm 2 đầu chịu tải trọng phân bố đều: $\Delta_{max} = \frac{wl^4}{384EI}$

- Độ võng giữa nhịp dầm ngàm 2 đầu chịu tải trọng tập trung P: $\Delta_{max} = \frac{Pl^3}{192EI}$

- Độ võng đầu mút tự do công xôn chịu tải trọng phân bố đều: $\Delta_{max} = \frac{wl^4}{8EI}$

- Độ võng nhịp đầu của dầm 4 nhịp chịu tải trọng phân bố đều: $\Delta_{max} = \frac{0{,}0065wl^4}{EI}$

Ví dụ 7-3: Xác định độ võng của dầm đơn chịu tải trọng phân bố đều

Dầm đơn giản chịu tải trọng phân bố đều có nhịp l_n = 27 ft có bề rộng b = 10 in, h = 16 in, d = 13 in, và A_s = 1,32 in^2. Mô men tĩnh tải M_D = 215.000 in-lb, mô men do hoạt tải M_L = 250.000 in-lb.

Xác định xem dầm có đảm bảo các tiêu chuẩn về độ võng đối với tác dụng ngắn hạn và dài hạn của tải trọng hay không?

Biết các số liệu cho trước như sau: f'_c = 5.000 psi, f_y = 60.000 psi, $E_s = 29.10^6$ psi.

Lời giải:

- Xác định E_c: $E_c = 57.000\sqrt{f'_c} = 57.000\sqrt{5.000} = 4{,}29.10^6$ psi

- Hệ số tính đổi n: $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{29.10^6}{4{,}29.10^6} = 6{,}76$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Cường độ chịu kéo: $f_r = 7,5\sqrt{f_c'} = 7,5\sqrt{5,000} = 530$ psi.

- Chiều dày tối thiểu: $h_{min} = \frac{l_n}{16} = \frac{27(12)}{16} = 17\,in > h = 16\,in$, cần tính độ võng.

- Mô men quán tính: $I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{10(16)^3}{12} = 3.410\,in^4$; $y_t = \frac{h}{2} = \frac{16}{2} = 8\,in$

- Mô men chống nứt: $M_{cr} = \frac{I_g f_r}{y_t} = \frac{3.410(530)}{8} = 225.900$ in-lb: bị nứt.

- Chiều cao trục trung hoà: $\frac{bc^2}{2} + nA_s c - nA_s d = 0$; hoặc $\frac{bc^2}{2} = nA_s(d-c)$;

Thay số vào ta có: $\frac{10c^2}{2} = nA_s(d-c)$ hoặc $5c^2 = 6,76\,(1,32)\,(13 - c)$;

giải phương trình và nhận được kết quả: $c = 4,03$ in.

- Mô men quán tính: $I_{cr} = \frac{10(4,03)^3}{3} + 6,76(1,32)(13-4,03)^2 = 940\,in^4$

a) Trường hợp chịu tĩnh tải: $\frac{M_{cr}}{M_a} = \frac{225.900}{215.000} = 1,05 > 1,0$, dùng $M_{cr} = M_a$ và $I_e = I_g$ vì tĩnh tải M_a nhỏ hơn mô men chống nứt M_{cr}, dầm không bị nứt do tĩnh tải.

b) Trường hợp chịu thêm 60% hoạt tải: $\frac{M_{cr}}{M_a} = \frac{225.900}{215.000 + 0,6(250.000)} = 0,62$

c) Trường hợp tĩnh tải và hoạt tải: $\frac{M_{cr}}{M_a} = \frac{225.900}{215.000 + 250.000} = 0,49$

- Mô men quán tính hiệu quả: $I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr}$, thay số vào các trường hợp trên ta có:

a) Trường hợp chịu tĩnh tải: $I_e = 3.410\ in^4$;

b) Trường hợp chịu thêm 60% hoạt tải: $I_e = 0,24(3.410) + 0,76(940) = 1.530\ in^4$

c) Trường hợp tĩnh tải và hoạt tải: $I_e = 0,12(3.410) + 0,88(940) = 1.230\ in^4$

- Độ võng ngắn hạn: $\Delta = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5Ml_n^2}{48EI} = \frac{5(27\times12)^2 M}{48(4,29\times10^6)I} = 0,0025\frac{M}{I}$ in

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

a) Trường hợp chịu tĩnh tải: $\Delta_D = 0{,}0025\dfrac{215.000}{3.410} = 0{,}16\,\text{in}$

b) Trường hợp chịu thêm 60% hoạt tải:

$$\Delta_{LS} = 0{,}0025\frac{215.000 + 250.000(0{,}6)}{1.530} - \frac{215.000}{3.410} = 0{,}60 - 0{,}16 = 0{,}44\,\text{in}$$

c) Trường hợp tĩnh tải và hoạt tải:

$$\Delta_L = 0{,}0025\frac{215.000 + 250.000(0{,}6)}{1.230} - \frac{0{,}0025(215.000)}{3.410} = 0{,}943 - 0{,}158 = 0{,}80\ \text{in}$$

- Độ võng dài hạn: $\Delta_{LT} = \Delta_L + \lambda_{\square}\Delta_D + \lambda_i\Delta_{LS}$; $\lambda = \dfrac{T}{1 + 50\rho'}$

T với 5 năm = 2: $\lambda = \dfrac{2{,}0}{1+0} = 2{,}0\,(\rho' = 0)$;

T với 2 năm = 1,65: $\lambda = \dfrac{1{,}65}{1+0} = 1{,}65$;

$$\Delta_{LT} = \Delta_L + \lambda_\infty\Delta_D + \lambda_i\Delta_{LS} = 0{,}8 + 2{,}0 \times 0{,}16 + 1{,}65 \times 0{,}44 = 1{,}9\ \text{in}$$

- Các giới hạn về độ võng:

Kiểm tra độ võng tương đối:

$l_n/180 = 27(12)/180 = 1{,}80\ \text{in} > \Delta_L$;

$l_n/360 = 27(12)/360 = 0{,}90\ \text{in} > \Delta_L$;

$l_n/480 = 27(12)/480 = 0{,}68\ \text{in} < \Delta_{LT}$;

$l_n/240 = 27(12)/240 = 1{,}35\ \text{in} < \Delta_{LT}$;

7.6. Độ võng của dầm liên tục

Dầm bê tông cốt thép liên tục thường có cánh để tăng khả năng chịu nén của bê tông miền nén và hợp lý về mặt chịu lực. Tại các gối tựa, cốt thép A_s trở thành thép chịu nén A'_s, do đó phần này sẽ trình bày 3 nội dung: Xác định mô men quán tính quy đổi cho tiết diện chữ T và tiết diện chữ nhật có cốt thép ở vùng chịu nén, tính độ võng của dầm liên tục.

Có thể dùng các biểu thức đơn giản của tiêu chuẩn ACI trước đây để tính toán các đặc trưng của tiết diện trong các trường hợp sau đây:

- Dầm 2 đầu ngàm (liên tục): $I_e = 0{,}70I_m + 0{,}15(I_{e1} + I_{e2})$ (7-13)

- Dầm một đầu ngàm: $I_e = 0{,}85I_m + 0{,}15(I_e)$ (7-14)

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

trong đó:

I_m là mô men quán tính I_e tại giữa nhịp;

I_{e1} và I_{e2} là mô men quán tính I_e tại các tiết diện ở hai đầu dầm;

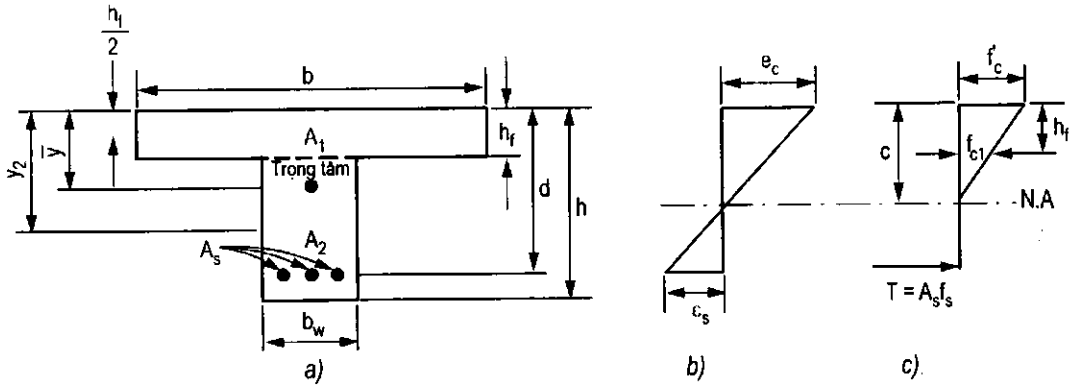
I_{ec} là mô men quán tính I_e tại đầu ngàm với dầm liên tục.

Tiêu chuẩn hiện tại cho phép dùng mô men I_e tại giữa nhịp để tính toán gần đúng.

7.6.1. Độ võng của dầm chữ T

Nguyên tắc tương tự tính toán độ võng cho dầm chữ nhật cũng được áp dụng cho dầm chữ T. Chi tiết tính toán cho tiết diện chữ T sẽ được trình bày dưới đây.

Trong trường hợp dầm chữ nhật, khi tiết diện chưa bị nứt, thường bỏ qua phần đóng góp cốt thép khi tính mô men quán tính của tiết diện. Tiết diện chữ T trên hình (7-3) được phân chia thành 2 hình chữ nhật A_1 và A_2 để tính toán I_g.



Hình 7-3: *Tiết diện chữ T*

- Chiều cao vùng nén $\bar{y}$:

$$\bar{y} = \frac{A_1 y_1 + A_2 y_2}{A_1 + A_2} \qquad (7\text{-}15a)$$

$$y_t = h - \bar{y} \qquad (7\text{-}15b)$$

- Mô men quán tính toàn bộ tiết diện I_g cho 2 hình chữ nhật (kể cả phần chuyển trục) có thể viết dưới dạng sau đây:

$$I_g = \frac{bh_f^3}{12} + bh_f\left(\bar{y} - \frac{h_f}{2}\right)^2 + \frac{b_w(h-h_f)^3}{12} + b_w(h-h_f)\left(y_t - \frac{h-h_f}{2}\right)^2 \qquad (7\text{-}16)$$

Công thức (7-16) có thể viết dưới dạng quen thuộc với bạn đọc Việt Nam và đơn giản hơn như sau:

$$I_g = \frac{b\bar{y}^3}{3} - \frac{(b-b_w)(\bar{y}-h_f)^3}{3} + \frac{b_w(h-\bar{y})^3}{3} \qquad (7\text{-}16^*)$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Đối với tiết diện bê tông cốt thép đã bị nứt, chiều cao trục trung hoà c được tính toán từ phương trình cân bằng lực dọc trục cấu kiện (hình 7-3b và 7-3c)

Khi trục trung hoà đi qua sườn dầm chữ T ($c > h_f$) thì phần bê tông miền nén sẽ bao gồm cả phần cánh và sườn và ứng suất trung bình ở phần cánh chữ T sẽ là $(f_c + f_{c1})/2$, trong đó f_{c1} là ứng suất ở mép dưới cánh bản chữ T. Dựa vào tam giác đồng dạng của biểu đồ biến dạng (hình 7-3c), ứng suất f_{c1} được xác định như sau:

$$f_{c1} = f_c \frac{c - h_f}{c} \tag{7-17}$$

Ứng suất trung bình trong vùng sườn dầm $b_w(c - h_f)$ sẽ lấy bằng $f_{c1}/2$ (hình 7-3c) dựa trên phân bố tam giác của ứng suất ở miền nén. Vì thế, phương trình cân bằng lực dọc trong trường hợp này được viết như sau:

$$A_s f_s = bh_f \frac{f_c + f_{c1}}{2} + b_w(c - h_f)\frac{f_{c1}}{2} \tag{7-18a}$$

Kết hợp phương trình (7-17) và (7-18a) ta có:

$$2A_s E_s \varepsilon_s = bh_f E_c \varepsilon_c \left(1 + \frac{c - h_f}{c}\right) + b_w(c - h_f) E_c \varepsilon_c \frac{c - h_f}{c} \tag{7-18b}$$

Chuyển đổi ε_s theo ε_c và thay hệ số $n = E_s/E_c$, ta có phương trình sau:

$$2nA_s \frac{d - c}{c} = bh_f \frac{2c - h_f}{c} + b_w(c - h_f)\frac{c - h_f}{c} \tag{7-18c}$$

hoặc:

$$b_w(c - h_f)^2 - 2nA_s(d - c) + bh_f(2c - h_f) = 0 \tag{7-18d}$$

Giải phương trình bậc 2 này và nhận được nghiệm "c". Khi đã biết c, mô men quán tính I_{cr} của tiết diện đã bị nứt có thể tính toán theo biểu thức sau:

$$I_{cr} = \frac{b_w(c - h_f)^3}{3} + \frac{bh_f^3}{12} + bh_f\left(c - \frac{h_f}{2}\right)^2 + nA_s(d - c)^2 \tag{7-19a}$$

Cũng có thể tính toán theo biểu thức dạng quen thuộc và đơn giản hơn với bạn đọc Việt Nam khi chỉ tính toán phần bê tông chịu nén, bỏ qua phần chịu kéo đã nứt:

$$I_{cr} = \frac{bc^3}{3} - \frac{(b - b_w)(c - h_f)^3}{3} + nA_s(d - c)^2 \tag{7-19b}$$

Mô men quán tính hiệu quả I_e và độ võng Δ vẫn được tính toán theo như các trường hợp tiết diện chữ nhật với việc áp dụng phương trình (7-8a) và (7-8b).

Đối với tiết diện chữ L, các biểu thức tính toán I_{cr} theo các phương trình (7-19a) và (7-19b) có thể biến đổi theo các bước tương tự đã áp dụng đối với tiết diện chữ T.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

7.6.2. Tiết diện chữ nhật đặt cốt thép kép

Cũng như tiết diện chữ nhật đã xét ở trên, dầm có tiết diện chữ nhật đặt cốt thép kép (cốt thép ở vùng nén của tiết diện) được tính toán có kể đến sự tham gia của thép A'_s vào độ cứng của tiết diện. Đối với tiết diện chưa nứt, mô men quán tính toàn bộ I_g có thể dùng để tính toán với độ chính xác cần thiết.

Độ cứng của cấu kiện có cốt thép chịu nén A'_s khi đã bị nứt được tính toán theo các trình tự đã nêu ở trên. Phương trình 7-4a theo hình 7-4 sẽ có dạng sau:

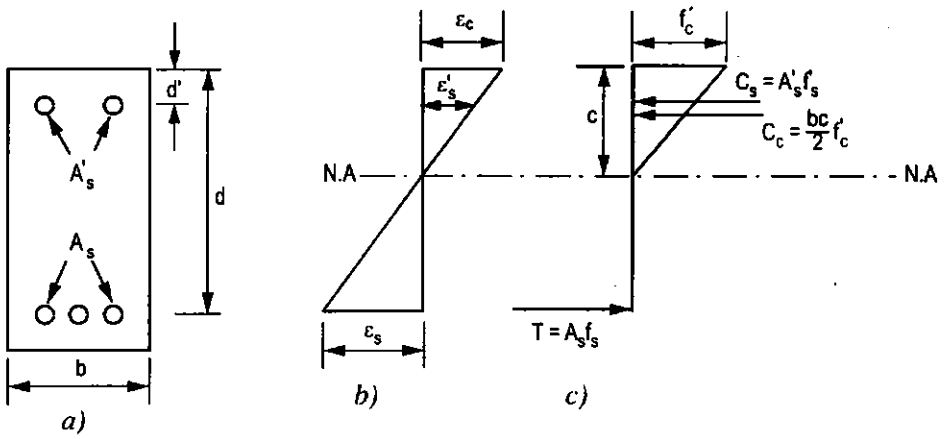
$$A_s f_s = bc\frac{f_c}{2} - A_s f_c \frac{c-d'}{c} + A'_s f'_s \qquad (8\text{-}20a)$$

trong đó d' là lớp bảo vệ của cốt thép chịu nén A

Cũng tương tự trường hợp cốt đơn, phương trình (7-4) và (7-6), phương trình (7-20a) có thể được viết lại như sau:

$$\frac{bc^2}{2} + \left[nA_s + (n-1)A'_s\right] c - nA_s d - (n-1)A'_s = 0 \qquad (7\text{-}20b)$$

Giải phương trình (7-20b) ta có được giá trị "c".



Hình 7-4: *Tiết diện chữ nhật cốt kép*

Mô men quán tính I_{cr} của tiết diện đã nứt được viết như sau:

$$I_{cr} = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d-c)^2 + (n-1)A'_s\,(c-d')^2 \qquad (7\text{-}21)$$

Các bước tính toán kiểm tra độ võng của cấu kiện được tính toán cụ thể trong các ví dụ của chương 7 này.

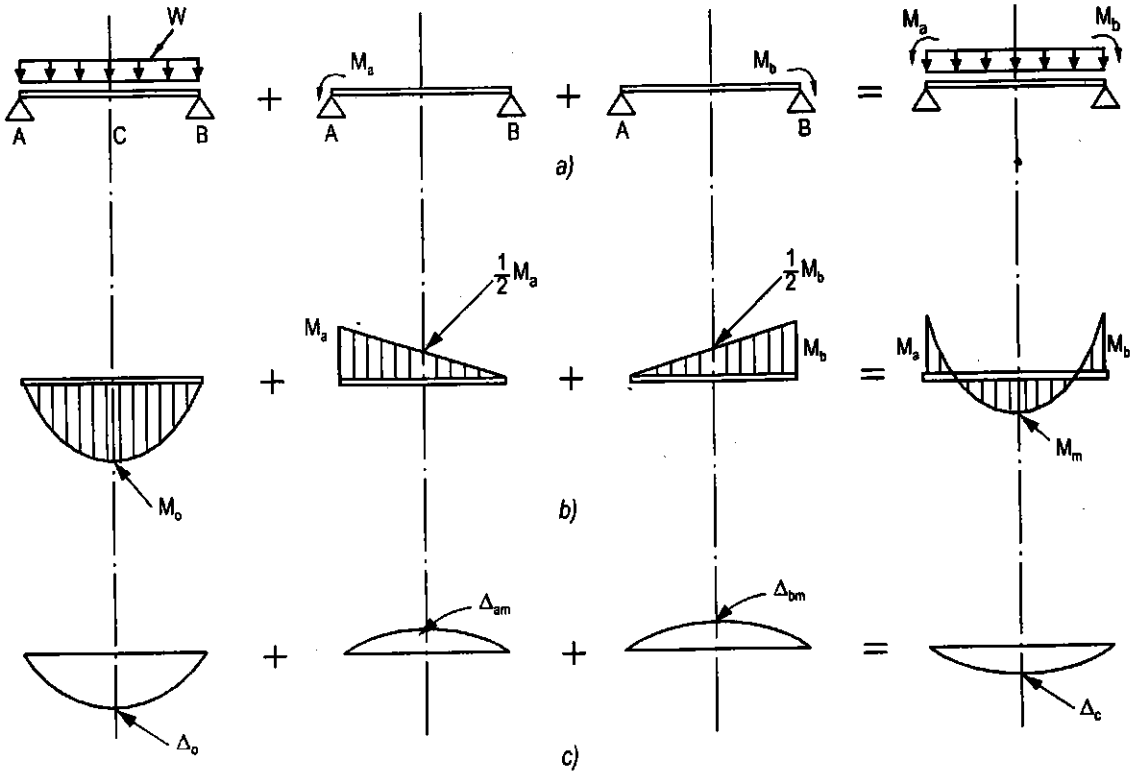
7.6.3. Tính toán độ võng của tiết diện dầm liên tục

Người ta dùng biểu đồ bao nội lực cho dầm liên tục để xác định mô men quán tính hiệu quả của tiết diện I_e. Các phương pháp của Cơ học kết cấu được dùng để xác định mô men tại

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

các gối tựa và nhịp của dầm liên tục. Trên cơ sở các giá trị nội lực đã được xác định, độ võng của dầm sau khi đã nứt sẽ được tính toán và đánh giá theo các tiêu chuẩn của ACI.

Tương tự như trường hợp dầm đơn giản, độ võng của dầm liên tục tại các điểm đặc biệt có thể được phân tích thành các dạng đơn giản theo nguyên lý cộng tác dụng và có thể biểu diễn dưới dạng công thức tường minh theo các biến số tải trọng, đặc trưng hình học của tiết diện như sau (hình 7-5):



Hình 7-5: Tính toán cộng tác dụng độ võng của dầm liên tục

$$\Delta_c = \frac{5l^2}{48EI}\left[M_m + 0,1(M_a + M_b)\right] \qquad (7\text{-}22)$$

trong đó:

M_a, M_b là mô men do tải trọng tiêu chuẩn tác dụng tại gối tựa của nhịp;

M_o là mô men của dầm tĩnh định tương ứng của nhịp tính toán (hình 7-5);

M_m là mô men giữa nhịp của dầm liên tục tại nhịp tính toán;

l là nhịp của đoạn dầm tính toán độ võng.

Các giá trị mô men trong công thức (7-22) lấy theo dấu đại số (mô men tại gối có giá trị âm). Thường các nhịp biên có mô men gối và giữa nhịp lớn nhất, do đó khi tính toán cần khống chế độ võng tại các nhịp này.

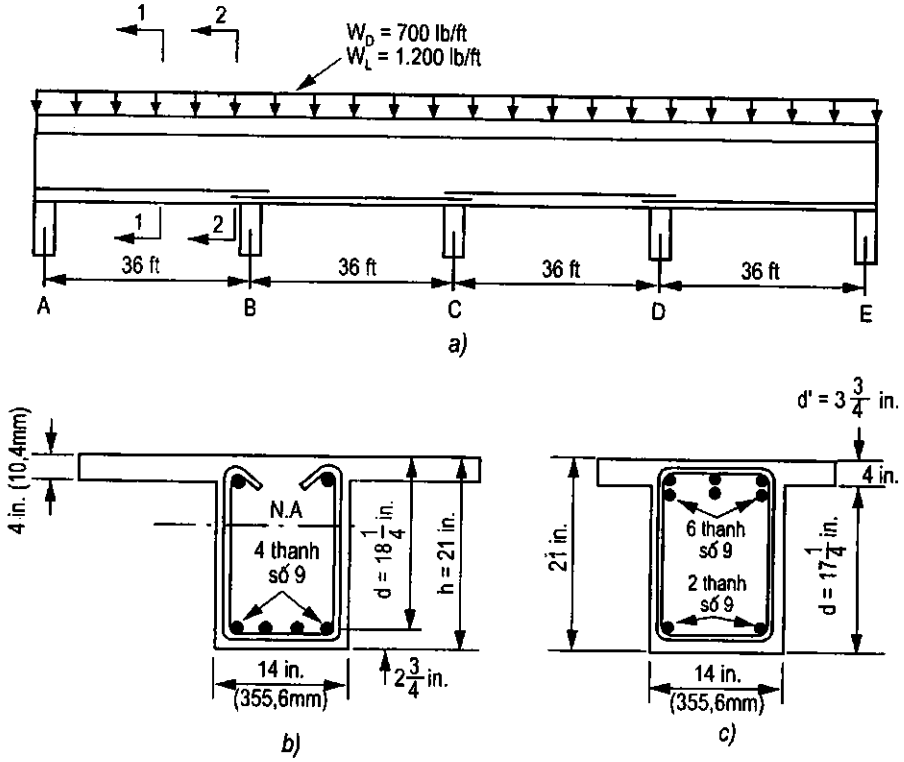
Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Ví dụ 7-4: Tính toán độ võng của dầm liên tục 4 nhịp

Tính toán độ võng cho dầm trên hình (7-6) với các số liệu như sau: Dầm đỡ sàn có chiều dày 4 in (102 mm), nhịp l = 36 ft (11m), chịu tải trọng phân bố đều: tĩnh tải w_D = 700 lb/ft gồm trọng lượng bản thân và hoạt tải w_L = 1.200 lb/ft. Dầm cao kích thước b = 14 in, d = 18,25 in, h = 21,0 in. Tại tiết diện giữa nhịp đã bố trí 4 thanh thép #9 ở phía dưới tiết diện dầm, ở gối tựa bố trí 6 thanh thép #9 ở phía trên tiết diện dầm (hình 7-6).

Tính toán độ võng tối đa của dầm liên tục trên và xác định các giới hạn cho phép theo tiêu chuẩn thiết kế của ACI.

Biết các số liệu cho trước như sau: f'_c = 4.000 psi, f_y = 60.000 psi, 50% của tải trọng tác dụng lên dầm trong thời gian 36 tháng .



Hình 7-6: *Tính toán độ võng dầm liên tục*

Lời giải:

- Chiều dày tối thiểu: h = l/18,5 = 36(12)/18,5 = 23,35 in.
- Chiều dày thực tế: h = 21 in < 23,35 in: như vậy cần tính toán kiểm tra độ võng cho dầm.
- Đặc trưng vật liệu và biểu đồ mô men:
- Xác định E_c: $E_c = 57.000\sqrt{f'_c} = 57.000\sqrt{4.000} = 3,6\times10^6$ psi

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$E_s = 29 \times 10^6$ psi

- Hệ số tính đổi n: $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{29 \times 10^6}{3,6 \times 10^6} = 8,1$

- Cường độ chịu kéo: $f_r = 7,5\sqrt{f'_c} = 7,5\sqrt{4.000} = 474,3$ psi.

- Biểu đồ nội lực của dầm:

- Tại giữa nhịp: $M = 0,0772\ wl^2$;

$M_D = 0,0772(700)(36)^2\ (12) = 840.430$ in-lb;

$M_L = 0,0772(1.200)(36)^2\ (12) = 1.440.737$ in-lb;

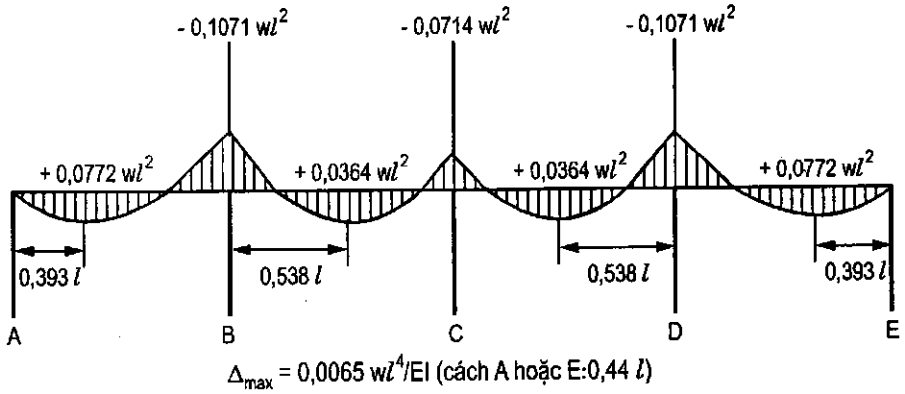
$(M_D + M_L) = 0,0772(1.900)(36)^2\ (12) = 2.281.167$ in-lb;

- Tại gối tựa: $M = 0,1071wl^2$;

$M_D = 0,1071(700)\ (36)^2\ (12) = 1.165.933$ in-lb;

$M_D = 0,1071(1.200)\ (36)^2\ (12) = 1.998.743$ in-lb;

$(M_D + M_L) = 0,1071\ (1.900)\ (36)^2\ (12) = 3.164.676$ in-lb;



Hình 7-7: Biểu đồ mô men của dầm liên tục

- Mô men quán tính hiệu quả: Hình (7-8) là tiết diện dùng để tính toán của các mặt cắt tại giữa nhịp và gối tựa của dầm.

1. Tại tiết diện giữa nhịp:

- Bề rộng cánh $b = b_w + 16h_f = 14 + 16(4) = 78$ in

- Chiều cao vùng nén $\bar{y}$: $\bar{y} = \frac{A_1y_1 + A_2y_2}{A_1 + A_2}$

$$\bar{y} = \frac{78(4 \times 2) + 14(21 - 4)(12,5)}{78(4) + 14(17)} = 6,54 \text{ in}$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

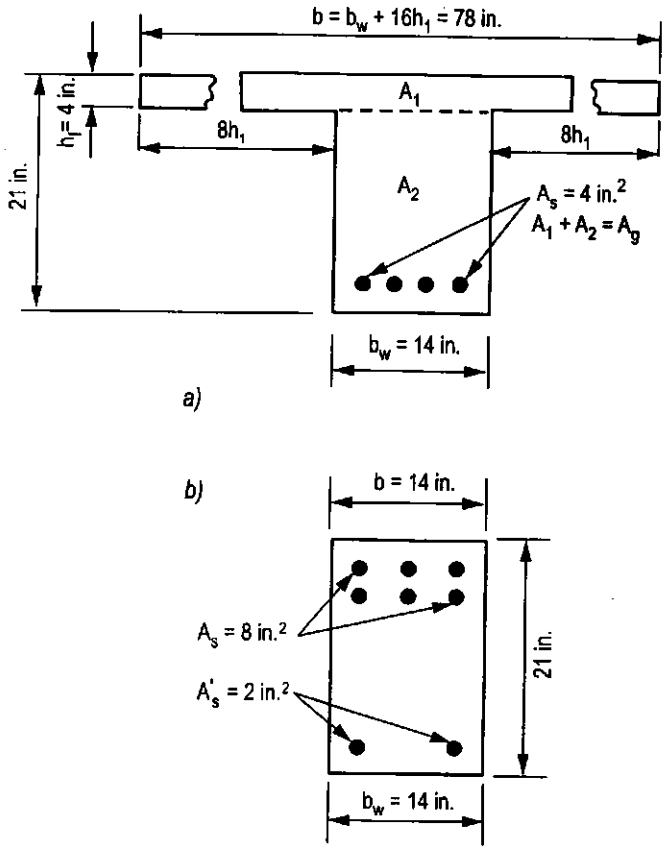
- Chiều cao vùng kéo y_t: $y_t = h - \bar{y} = 21 - 6{,}54 = 14{,}46$ in.

- Mô men quán tính toàn bộ tiết diện I_g tính theo (7-16):

$$I_g = \frac{bh_f^3}{12} + bh_f\left(\bar{y} - \frac{h_f}{2}\right)^2 + \frac{b_w(h-h_f)^3}{12} + b_w(h-h_f)\left(y_t - \frac{h-h_f}{2}\right)^2$$, thay số vào ta có:

$$I_g = \frac{78(4)^3}{12} + 78(4)\left(6{,}54 - \frac{4}{2}\right)^2 + \frac{14(21-4)^3}{12} + 14(21-4)\left(14{,}46 - \frac{21-4}{2}\right)^2 = 21.033 \text{ in}^4$$

- Mô men chống nứt: $M_{cr} = \frac{I_g f_r}{y_t} = \frac{21.033(474{,}3)}{14{,}46} = 689.900$ in-lb



Hình 7-8: Tiết diện tại giữa nhịp và gối tựa

Giải phương trình bậc 2 xác định chiều cao trục trung hoà "c": theo (7-18d):

$$b_w(c-h_f)^2 - 2nA_s(d-c) + bh_f(2c-h_f) = 0$$, thay số vào ta có:

$$14(c-4)^2 - 2(8{,}1)(4{,}0)(18{,}25-c) + 78(4)(2c-4) = 0$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

hoặc: $c^2 + 41,17c - 157,0 = 0$, nghiệm phương trình có giá trị c = 3,5 in. Như vậy trục trung hoà nằm trong cánh bản dầm (h_f = 4 in) và tính toán tiếp theo như là tiết diện chữ nhật (b.h).

- Từ phương trình (8-6c), ta có: $\frac{bc^2}{2} + nA_s c - nA_s d = 0$, thay số vào ta có:

$$\frac{78c^2}{2} + 8,1(4)\ c - 8,1(4)(18,25) = 0$$, nghiệm của phương trình c = 3,5 in.

- Mô men quán tính I_{cr} xác định theo (7-7):

$$I_{cr} = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d-c)^2 = \frac{78(3,5)^3}{3} + 8,1(4)(18,25-3,5)^2 = 8.163,8 \text{ in}^4$$

- Tỷ số $\frac{M_{cr}}{M_a}$: Trường hợp (a) chịu tĩnh tải: $\frac{M_{cr}}{M_a} = \frac{689.900}{840.430} = 0,821$

Trường hợp (b) tĩnh tải và thêm 50% hoạt tải: $\frac{M_{cr}}{M_a} = \frac{689.900}{840.430 + 0,5(1.440.737)} = 0,442$

Trường hợp (c) tĩnh tải và hoạt tải: $\frac{M_{cr}}{M_a} = \frac{689.900}{2.281.167} = 0,302$

- Mô men quán tính hiệu quả I_e tính theo (7-8a):

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr}$$, thay số vào ta có:

Trường hợp (a) tĩnh tải: $I_e = (0,821)^3(21.033) + \left[1-(0,821)^3\right]8.163,8 = 15.286 \text{ in}^4$

Trường hợp (b) tĩnh tải: $I_e = (0,442)^3(21.033) + \left[1-(0,442)^3\right]8.163,8 = 9.276 \text{ in}^4$

Trường hợp (c) tĩnh tải: $I_e = (0,302)^3(21.033) + \left[1-(0,302)^3\right]8.163,8 = 8.518 \text{ in}^4$

2. Tại tiết diện gối tựa: $I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{14(21)^3}{12} = 10.804,5 \text{ in}^4$

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{21}{2} = 10,5 \text{ in}$$

- Mô men chống nứt: $M_{cr} = \frac{I_g f_r}{y_t} = \frac{10.804,5(474,3)}{10,5} = 488.055$ in-lb

- Xác định chiều cao trục trung hoà "c": với các số liệu thép như sau:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

A_s = 6 thanh #9 = 6,0 in^2;

A'_s = 2 thanh #9 = 2,0 in^2; d' = 3,75, d = 21,0 - 3,75 = 17,25 in.

Giải phương trình bậc 2 xác định chiều cao trục trung hoà "c": theo (7-20b):

$$\frac{bc^2}{2}+\left[nA_s+(n-1)A'_s\right]c-nA_sd-(n-1)A'_s=0$$, thay số vào ta có:

$$\frac{14c^2}{2}+\left[8,1(6)+(8,1-1)(2)\right]c-8,1(6)(17,25)d-(8,1-1)(6)=0$$

hoặc: $c^2 + 8,97c - 125,34 = 0$, nghiệm phương trình có giá trị c = 7,58 in.

Mô men quán tính I_{cr} của tiết diện tính theo (7-21):

$$I_{cr}=\frac{bc^3}{3}+nA_s(d-c)^2+(n-1)A'_s(c-d')^2$$, thay số vào ta có:

$$I_{cr}=\frac{14(7,58)^3}{3}+8,1(6)(17,25-7,58)^2+(8,1-1)(2)(7,58-3,75)^2=6.908,2\ \text{in}^4$$

- Tỷ số $\frac{M_{cr}}{M_a}$: Trường hợp (a) chịu tĩnh tải: $\frac{M_{cr}}{M_a}=\frac{488.055}{1.165.933}=0,42$

Trường hợp (b) tĩnh tải và thêm 50% hoạt tải: $\frac{M_{cr}}{M_a}=\frac{488.055}{1.165.933+0,5(1.998.743)}=0,225$

Trường hợp (c) tĩnh tải và hoạt tải: $\frac{M_{cr}}{M_a}=\frac{488.055}{3.164.676}=0,15$

- Mô men quán tính hiệu quả I_e tính theo (7-8a):

$$I_e=\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g+\left[1-\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right]I_{cr}$$, thay số vào ta có:

Trường hợp (a) tĩnh tải: $I_e=(0,42)^3(10.804,5)+\left[1-(0,42)^3\right]6.908,2=7.196,9\,\text{in}^4$

Trường hợp (b) tĩnh tải: $I_e=(0,225)^3(10.804,5)+\left[1-(0,225)^3\right]6.908,2=6.955,7\,\text{in}^4$

Trường hợp (c) tĩnh tải: $I_e=(0,15)^3(10.804,5)+\left[1-(0,15)^3\right]6.908,2=6.921,6\,\text{in}^4$

- Mô men quán tính trung bình của nhịp dầm liên tục (7-14): $I_e = 0,85I_m + 0,15(I_e)$

Thay số với các trường hợp ta có:

Trường hợp (a) tĩnh tải: $I_e=0,85(15.286)+0,15(7.196,9)=14.073\,\text{in}^4$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Trường hợp (b) tĩnh tải: $I_e = 0,85(9.276) + 0,15(6.955,7) = 8.928\,in^4$

Trường hợp (c) tĩnh tải: $I_e = 0,85(8.518) + 0,15(6.921,6) = 8.278\,in^4$

- Độ võng ngắn hạn của nhịp đầu của dầm 4 nhịp chịu tải trọng phân bố đều tính theo biểu thức sau:

$$\Delta_{max} = \frac{0,0065wl^4}{E_cI_e} = \frac{0,0065w(36\times12)^4}{3,6.10^6 I_e}\frac{1}{12} = 5,240\frac{w}{I_e}\ \text{in}$$

- Độ võng ban đầu do hoạt tải tính theo biểu thức sau: $\Delta_L = \Delta_{i,L+D} - \Delta_{i,D}$

$$\Delta_L = 5,240\frac{1.900}{8.278} - 5,240\frac{700}{14.073} = 1,20 - 0,26 = 0,94\ \text{in.}$$

- Độ võng ban đầu do tĩnh tải:

$$\Delta_D = 5,240\frac{700}{14.073} = 0,26\,\text{in}$$

- Độ võng ban đầu do 50% hoạt tải:

$$\Delta_{LS} = 5,240\frac{1.300}{8.928} - 5,240\frac{700}{14.073} = 0,76 - 0,28 = 0,50\ \text{in.}$$

- Độ võng dài hạn: $\rho' = \frac{A_s'}{bd} = 0$ tại giữa nhịp trong trường hợp này.

- Hệ số λ tính theo (7-9): $\lambda = \frac{T}{1+50\rho'}$

T = 1,75 cho trường hợp 36 tháng chịu tải trọng dài hạn;

T = 2,0 cho thời gian 5 năm chịu tải dài hạn;

Hệ số λ có giá trị: $\lambda_\infty = 2,0$ và $\lambda_t = 1,75$

- Tổng độ võng theo thời gian (7-10): $\Delta_{LT} = \Delta_L + \lambda_\infty\Delta_D + \lambda_t\Delta_{LS}$, thay số vào ta có:

$$\Delta_{LT} = 0,94 + 2\,(0,26) + 1,75\,(0,50) = 2,35\ \text{in}$$

- Các giới hạn về độ võng: Kiểm tra độ võng tương đối:

$l_n/180 = 36\,(12)/180 = 2,40$ in > Δ_L;

$l_n/360 = 36\,(12)/360 = 1,20$ in > Δ_L;

$l_n/480 = 36\,(12)/480 = 0,90$ in < Δ_{LT};

$l_n/240 = 36\,(12)/240 = 1,80$ in < Δ_{LT};

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

7.7. Khe nứt trong cấu kiện chịu uốn

7.7.1. Đặc tính nứt trong kết cấu bê tông cốt thép

Do bê tông chịu kéo rất kém nên trong quá trình chịu lực, khe nứt xuất hiện từ rất sớm trong quá trình tăng tải trọng lên kết cấu. Khe nứt làm thay đổi các đặc tính của cấu kiện trong các giai đoạn ứng suất và biến dạng, do đó cần phải nghiên cứu sự xuất hiện (khả năng chống nứt) và bề rộng của khe nứt trong các cấu kiện chịu uốn thường gặp.

Khe nứt trong các cấu kiện bê tông cốt thép làm tăng khả năng ăn mòn bê tông và cốt thép, phá huỷ bề mặt và ảnh hưởng đến sự làm việc dài hạn của kết cấu.

Việc sử dụng cốt thép cường độ cao có f_y từ 60.000 đến 100.000 psi và ở trạng thái ứng suất làm việc lớn hơn của cấu kiện đã trở thành phổ biến trong các công trình bê tông ngày nay. Bê tông cường độ cao có f'_c từ 9.000 đến 20.000 psi cũng như các vật liệu mới cũng được dùng phổ biến khi thiết kế các cấu kiện công trình. Vì thế vấn đề dự báo sự xuất hiện và khống chế bề rộng khe nứt trong kết cấu bê tông trở nên cần thiết đối với sự làm việc an toàn và với độ tin cậy cao của các công trình bê tông dưới tác dụng của tải trọng tác dụng dài hạn.

Do ngoại lực tác dụng, vùng kéo của cấu kiện xuất hiện ứng suất kéo trong bê tông và cốt thép. Khi xuất hiện khe nứt, ứng suất kéo của bê tông sẽ bằng không, cốt thép chịu kéo hoàn toàn chịu lực kéo do ngoại lực tác dụng. Lực kéo sẽ truyền dần từ cốt thép sang bê tông và khi ứng suất f_t đạt đến giá trị lực kéo giới hạn, khe nứt mới sẽ hình thành. Trong quá trình hình thành các khe nứt, trục trung hoà tại khe nứt dâng lên cao, tạo sự cân bằng mới tại tiết diện đã bị nứt.

Khoảng cách a_c giữa hai khe nứt sẽ ổn định và mở rộng do tải trọng tác dụng, trong khi đó các khe nứt khác sẽ tiếp tục hình thành giữa 2 khe nứt đã xuất hiện làm giảm bớt bề rộng của các khe nứt cũ do sự phân bố lại nội lực trong kết cấu. Như vậy, các khe nứt sẽ chỉ ổn định khi không còn khe nứt mới nào xuất hiện thêm nữa mà thôi.

Bề rộng của khe nứt là hàm số của các yếu tố gây giãn dài của cốt thép và vùng bê tông xung quang các thanh thép trong khoảng a_c giữa 2 khe nứt. Thực tế có thể bỏ qua biến dạng và co ngót của bê tông, và công thức biểu diễn bề rộng khe nứt sẽ có dạng sau:

$$a_n = \alpha a_c^{\beta} \varepsilon_s^{\gamma} \qquad (7\text{-}23)$$

Giá trị của số mũ γ phụ thuộc vào cấu kiện bê tông cốt thép là một hướng hoặc hai hướng; hệ số α và β là hệ số phi tuyến thực nghiệm. Các thực nghiệm cho thấy khoảng cách ac thay đổi theo các yếu tố sau: $(1/k_1\mu')$, $k_2 f'_t$, và d_b/k_3, ρ_t, trong đó μ là lực dính giữa bê tông và thép, f'_t là cường độ chịu kéo của bê tông, d_b là đường kính của cốt thép, $\rho_t = A_s/A_t$ là tỷ số giữa diện tích cốt thép chịu kéo A_s và A_t là diện tích bê tông ở vùng chịu kéo; k_1 và k_2 là các hằng số.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

7.7.2. Xác định bề rộng khe nứt lớn nhất

Phương trình (7-23) thể hiện một mô hình toán của các yếu tố ảnh hưởng đến bề rộng khe nứt lớn nhất trong kết cấu bê tông cốt thép. Công thức thực nghiệm của Gergely-Lutz dựa trên các nghiên cứu thống kê các số liệu của người khảo sát về khe nứt có dạng sau:

$$a_{nmax} = 0{,}076\beta f_s \sqrt[3]{d_c A} \qquad (7\text{-}24)$$

trong đó:

a_{nmax} là bề rộng khe nứt tính theo đơn vị 0,001 in (0,0254 mm);

$\beta = (h - c)/(d - c)$ là hệ số chiều cao có giá trị trung bình bằng 1,20;

d_c là chiều dày lớp bảo vệ đến trung tâm lớp cốt thép ngoài cùng, (in);

f_s là ứng suất lớn nhất (ksi) trong thép do tải trọng tiêu chuẩn gây ra thường dùng giá trị $f_s = 0{,}6\ f_y$ nếu không có số liệu tính toán);

A là diện tích bê tông ở vùng chịu kéo chia cho số thanh cốt thép = bt/γ_{bc}, trong đó γ_{bc} là số các thanh thép ở vùng chịu kéo; $t = 2d_c$ với 1 lớp thép.

Chú ý: Giá trị $f_s = 0{,}6\ f_y$ thay cho giá trị tính toán cụ thể chỉ áp dụng được trong trường hợp kết cấu bình thường. Đối với các cấu kiện chịu lực trong điều kiện khí hậu, môi trường xâm thực, như các nhà máy hoá chất, công trình ven biển, ... thì cần xem xét tính toán cẩn thận. Hơn nữa, chiều cao của vùng bê tông chịu kéo xung quanh các lớp cốt thép "t" được xác định theo trọng tâm các lớp cốt thép ở vùng bê tông chịu kéo. Như vậy, với một lớp cốt thép, $t = 2d_c$, là phần gạch chéo trong hình (7-9).

Vì số thanh thép ảnh hưởng đến bề rộng khe nứt (7-24), nên nếu dùng nhiều thanh thép với đường kính nhỏ hơn thì sẽ giảm được bề rộng khe nứt trong cùng một cấu kiện với cùng lượng cốt thép như nhau.

Ví dụ 7-5: Tính toán bề rộng khe nứt lớn nhất trong dầm bê tông cốt thép

Xác định bề rộng khe nứt lớn nhất cho dầm đơn tiết diện chữ nhật (hình 7-9) với các số liệu như sau: nhịp dầm = 30 ft, tải trọng tiêu chuẩn phân bố đều = 1.000 lb/ft bao gồm trọng lượng bản thân dầm.

Biết các số liệu cho trước như sau:

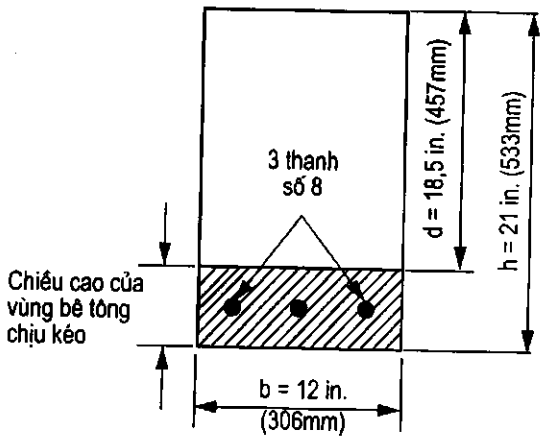
$$f'_c = 5.000 \text{ psi},\ f_y = 60.000 \text{ psi},\ E_s = 29.\ 10^6 \text{ psi}.$$

Lời giải:

- Mô men quán tính toàn bộ tiết diện:

$$I_{gt} = \frac{bh^3}{12} = \frac{12(21)^3}{12} = 9.261 \text{in}^4$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/



Hình 7-9: *Diện tích bê tông xung quanh cốt thép*

- Cường độ chịu kéo:

$$f_r = 7,5\sqrt{f_c'} = 7,5\sqrt{5,000} = 530,3\,\text{psi.}$$

- Mô men chống nứt M_{cr}:

$$M_{cr} = \frac{I_g f_r}{y_t} = \frac{9.621,0\ (530,3)}{10,5} = 467.725\,\text{in-lb}$$

- Mô men lớn nhất giữa nhịp dầm M_a:

$$M_a = \frac{wl_n^2}{8} = \frac{1.000\ (30,0)^2}{8} = 112.500\,(\text{lb}-\text{ft}) = 1.350.000\ \text{(in-lb)}$$

- Phương trình để xác định chiều cao trục trung hoà:

$$\frac{bc^2}{2} + nA_s c - nA_s d = 0\ ;$$

Với $A_s = 2,37\ \text{in}^2$; $E_c = 57.000\sqrt{f_c'} = 57.000\sqrt{5.000} = 4,03\times10^6\,\text{psi}$

- Hệ số tính đổi n:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{29\times10^6}{4,03\times10^6} = 7,20$$

Thay số vào ta có: $6c^2 + 7,2(2,37)\,c - 7,2(2,37)\,(18,5) = 0$; nghiệm c = 5,97 in.

- Mô men quán tính I_{cr}:

$$I_{cr} = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d-c)^2 = \frac{12(5,97)^3}{3} + 7,2(2,37)(18,5-5,97)^2 = 3.530\ \text{in}^4$$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

- Ứng suất trong cốt thép:

$$f_s = n\frac{M_a}{I_{cr}}(d-c) = 7,2\frac{1.350.000}{3.530}(18,5-5,97) = 34.500 \text{ psi} < 0,6f_y = 36.000 \text{ psi}$$

Tính toán với giá trị $f_y = 34,5$ ksi.

- Hệ số chiều cao β:

$$\beta = \frac{h-c}{d-c} = \frac{21-5,97}{18,5-5,97} = 1,20$$

- Diện tích bê tông xung quang một thanh thép:

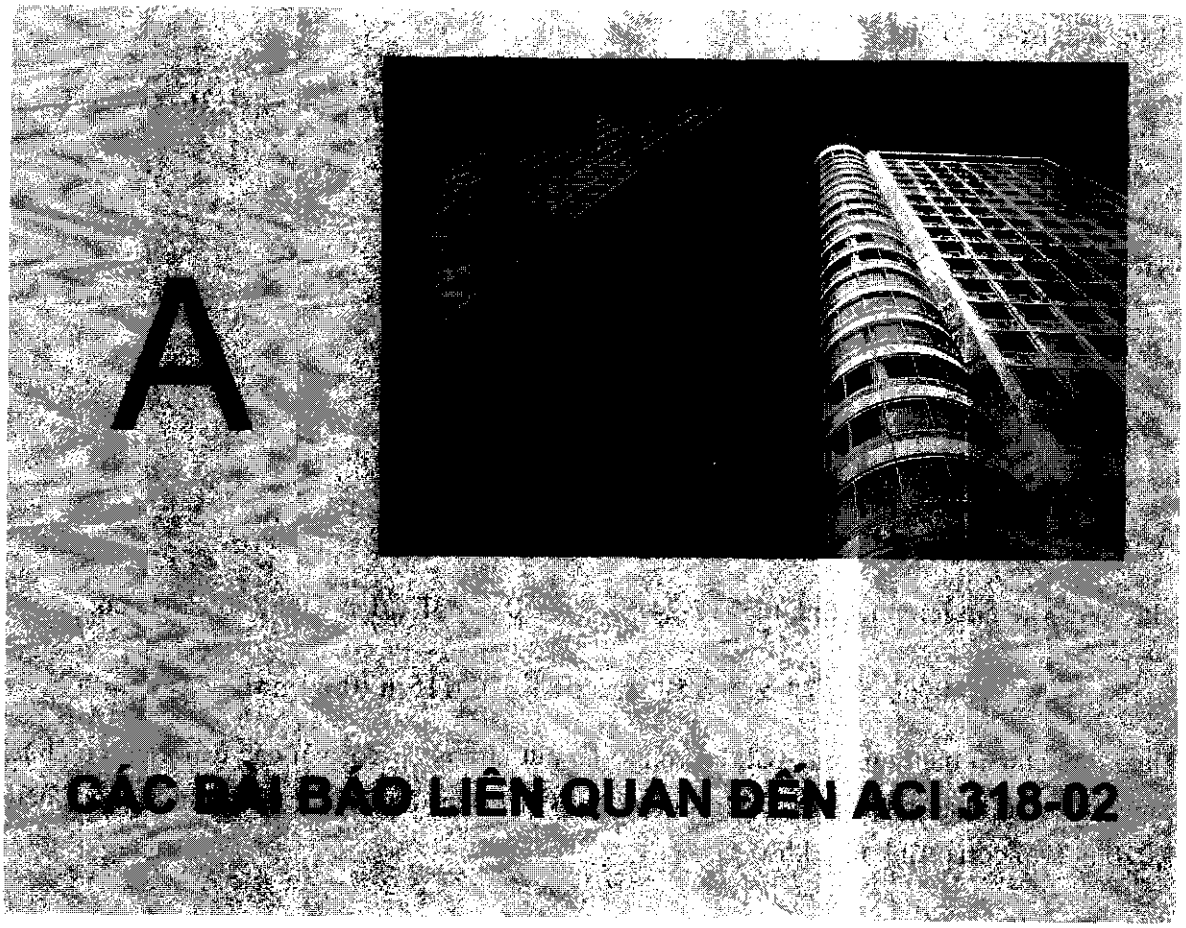
$$A = \frac{b.t}{(\text{số thanh thép})} = \frac{b(2d_c)}{3} = \frac{12(2)(2,5)}{3} = 20 \text{ in}^2.$$

- Bề rộng khe nứt lớn nhất tính theo (7-24): $a_{n\,max} = 0,076\beta f_s\sqrt[3]{d_c A}$, thay số vào ta có:

$$a_{n\,max} = 0,076(1,20)(34,5)\sqrt[3]{(2,5)(20)} \times 10^{-3} = 0,0116 \text{ in } (0,29 \text{ mm})$$

Theo tiêu chuẩn hiện tại của ACI, bề rộng khe nứt cho phép đối với các cấu kiện có chức năng sử dụng khác nhau nằm trong phạm vi từ 0,004 in (với công trình chứa nước) đến 0,016 in (với công trình trên khô).

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/



I. ACI 318-02 in PRACTICE: Strength reduction factors and reinforcement ratios for flexural design

Introduction

Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02) was adopted as a standard of the American Concrete Institute on November 1, 2001. The ACI 318-02 [1] is the most extensively changed code since 1971 and significant number of changes were introduced in the Code. These included the load factors and the strength reduction factors which were revised to be consistent with the ASCE 7-98 [3], [7]. For design of members, new concepts of "compression controlled" and "tension controlled" sections were also introduced. Strength reduction factor (ϕ) is no longer constant of 0.90 for flexure but varies with tensile strain in extreme tensile layer of reinforcement.

This article summarizes the strength reduction factors (ϕ) to be used for design of reinforced and prestressed members. In ACI 318-02 Code, the strength reduction factors are expressed as function of the magnitude of the extreme tensile strain (ε_t) or in terms of the ratio c/d_t, where c is the distance from extreme compression fiber to neutral axis and d_t is distance from extreme compression fiber to extreme tension steel. For reinforcement other

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

than Grade 60 reinforcement, the expressions for the strength reduction factor (ϕ) is developed for easy use by the designers.

In ACI 318-02, the concept of the balanced section as expressed in the section 10.3.2 of the Code is no longer used to ascertain the amount of reinforcement needed to ensure the ductile failure of the members. The concept of "under reinforced" and "over reinforced" sections is replaced with concepts of "tension-controlled " and "compression-controlled" sections. The preferred amount of reinforcement to be used in the members to ensure compliance with various provision of the Code is assumed of half of maximum tension-controlled steel area [2].

Strength reduction factors

In ACI 318-02 Code, the strength reduction factors (ϕ) for tension controlled and compression controlled sections are given constant values of 0.90 and 0.65 respectively. For transition zone, ϕ factors are expressed as linear function of the magnitude of the extreme tensile strain (ε_t) or in terms of the ratio c/d_t, which range between the tension and compression controlled limits. The application of the strength reduction factors for the columns and other members recently were discussed in some papers on Concrete International Magazine [5], [6].

Figure 1 which is adapted from Fig. R9.3.2. of ACI 318-02 shows the strength reductions factors for all members of the case of Grade 60 reinforcement. Because of greater ductility, the members with spiral reinforcement are assigned a higher ϕ than members with tied reinforcement. In case of flexure members, the compressed zone is usually not confined by spirals and therefore one can use only following for the strength reduction factors for other reinforcement as shown in the Figure 1:

- $\phi = 0.48 + 83\varepsilon_t$ (ϕ as function of tensile strain) (1)
- $\phi = 0.23 + 0.25/(c/d_t)$ (ϕ as function of ratio c/d_t) (2)

Concretes of higher strengths are being increasingly used in structural concrete in conjunction with deformed steel reinforcing bars. For efficient use of higher strength concretes, it seems plausible to use reinforcing steel of yield strengths exceeding 60,000 psi (420 MPa). ACI 318-02 section 9.4 places a limit on the yield strength for reinforcing steel to be used for structural concrete. The provision states that *yield strength of reinforcement f_y shall not be excess of 80,000 psi, except for pre-stressing steel.* For the use of reinforcement with yield strengths greater than 60,000 psi (420 MPa) but less than 80,000 psi (560 MPa), there is a need to have values of strength reduction factor (ϕ) for use in designs, which are not available in the ACI 318-02 Code at this moment.

In order to develop another graph of strength reduction factor (ϕ) for reinforcing steel of strengths exceeding 60,000 psi, the section 3.5.3.2 of ACI 318-02 which states that *for deformed reinforcing bars with specified yield strength f_y exceeding 60,000 psi, provided f_y*

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

shall be the stress corresponding to a strain of 0.0035 was referenced. If the extreme tensile strain of 0.0035 is used in place of 0.002 for Grade steel reinforcement and assuming a linear strain distribution across the depth of the section, corresponding values of c/d_t can be calculated to be 0.462. Once this value of c/d_t is determined then a graph similar to Fig. R9.3.2. of ACI 318-02 can be developed. Figure 2 shows the strength reduction factor (ϕ) for steel with yield strengths exceeding 60,000 psi (420 MPa). In Figure 2, strength reduction factors for flexural members with no spiral reinforcement at compressed zone are interpolated by strain and ratio c/d_t as follows:

- $\phi = 0.07 + 116\varepsilon_t$ (ϕ as function of tensile strain) (3)
- $\phi = 0.5/(c/d_t) - 0.43$ (ϕ as function of ratio c/d_t) (4)

Classification of sections and corresponding values of ϕ factors

Based on the limiting strain approach for analysis and design, the sections of members are categorized by ACI 318-02 into tension-controlled and compression-controlled sections. The sections between tension and compression controlled are in transition zones. Before ACI 318-02, the magnitude of strength reduction factors were specified by cases of load or load combinations. But now, ϕ factors are determined by the strain conditions at a cross sections, at nominal strengths.

Table 1 summarizes the different classification of sections along with corresponding values net tensile strain in extreme tension steel at nominal strength (ε_t), ratios c/d_t, the strength reduction factors (ϕ) and the corresponding code sections. These classification of sections replace the traditional use of "under reinforced" and "over reinforced" sections.

Note that for flexure only and for the case of combined flexure with axial load less than $0.10 f'_c A_g$, section 10.3.5 of the ACI 318-02 states that *for non prestressed flexural members, the net tensile strain at nominal strength shall not be less than 0.004*. Therefore, for flexural members, in addition to the tension-controlled design (ε_t μ 0.005), one can design a section in transition zone with net tensile strain in the range between $\varepsilon_t = 0.004$ and $\varepsilon_t = 0.005$. This corresponds to c/d_t ratios in the range between 0.375 and 0.429 for Grade 60 reinforcement.

The design of flexural members in the rest part of transition zone with the ranges of $0.002 \le \varepsilon_t < 0.004$ or $0.429 < c/d_t \le 0.60$ and compression-controlled do not satisfy the ACI 318-02 requirements [4].

Table 2 summarizes the classification of sections subjected to only flexure and combined flexure and axial load less than $0.10 f'_c A_g$. The corresponding values of ε_t, c/d_t and ϕ are also given in this table.

Before the development of classification of sections as above-mentioned, the limiting tensile strain for flexural members was not stated, but was implicit in the use of maximum

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

tensile reinforcement ratios (ρ) was given as 75% of ρ_b, which was dependent on the yield strength of reinforcement. Unless unusual a mount of ductility are required, the net tensile strain limit of 0.005 will provide ductility for most designs. For situation where greater ductility is required is in the design as in the case of negative moment regions for continuous members, section 8.4.3 of the Code permits redistribution of negative moments for sections that have a net tensile strain of at least 0.0075. This strain corresponds to c/d_t ratios of 0.286 and is added in the criteria for flexural design at last rows of Table 1 and Table 2, making it more general for design practice.

Reinforcement ratios for flexural design

One of the most fundamental changes is the method and approach to the design of flexural members. Instead of using the limit reinforcement balanced percentage for analysis and design, the limit strain approach is required to substitute in the newly issued ACI 318-02. Above-mentioned changes result in the new procedures, which are different from those that the designers could make references in design handbooks or examples in textbooks published before 2002 such as ACI Design Handbook [2] or PCA's Notes [8].

The practical application of these ratios will be detailed in the steps of the procedures for design and analysis of flexural members.

With the changes of the limits for tension-controlled and compression controlled design ranges, the reinforcement ratios applied in design has several changes as such maximum reinforcement in tension-controlled in ACI 318-02 is less than $\rho_{max,t}$ in ACI 318-99. Some frequently used reinforcement ratios for rectangular and T-beam sections are as follows:

- Minimum reinforcement area: $A_{s,min} = 3\sqrt{f_c'}b_w d/f_y$ is states in the Code (ACI 10.5.1) and minimum reinforcement ratio is calculated as: $\rho_{min} = A_{s,min}/(b_w d)$. In case of flexural members with a flange in tension (ACI 10.5.2), $A_{s,min}$ will be double with $2b_w$ or the width of the flange, whichever is smaller.
- Maximum tension-controlled reinforcement ratio will be computed by this expression: $\rho_{max,t} = \beta_1(0.85f_c')(0.375)/f_y$ with the reference of β_1 from (ACI 10.2.7.3) and c/d_t ratio value of 0.375
- In the ACI Design Handbook [2], the preferred reinforcement ratio for design was always chosen to be 50% of $\rho_{max,t}$. Since the concept of design is the section will be always in tension-controlled if $\rho_{prefered}$ taken of 0.5 $\rho_{max,t}$ as above-mentioned.
- Compression reinforcement ratio will be computed based on the maximum value of c/d_t ratio: $\rho_{c-controlled} = \beta_1(0.85f_c')(0.60)/f_y$ with c/d_t ratio value of 0.60

The different reinforcement ratios referenced for design of concrete members for rectangular sections with no compression reinforcement in diff-erent ranges of concrete strengths f_c', steel grades f_y are tabulated as design aids in Table 3a for US customary units.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

For calculations used SI units, the reinforcement ratios of different concrete strengths and steel grades are also available for reference in Table 3b.

Summary

Changes of ACI 318-02 need to take into account of design procedures are clarified for practical uses and different design zones for all members are tabularized. The restricted transition zone for flexural members is also introduced for application.

Reinforcement ratios such as maximum tension controlled and preferred ratios used for practical design of members were rendered for easier reference both in US customary and SI units.

The graph for determination of strength reduction factors for the case of steel with grade of f_y exceeding 60,000 psi (420 MPa) was developed similar to Fig. R9.3.2. of ACI 318-02 for practical design with deformed steel bars.

Acknowledgement

The author would like to express his gratitude to the Fulbright Scholar Program, CIES and United States Department of State for the grant and to the Staff of Engineering Department and persons in charge of American Concrete Institute for providing facilities and technical support during his research at ACI. Special thanks are extended to Dr. Shuaib Ahmad for guidance and supervision, without which this work would not have been successfully completed.

References

1. ACI 318 Committee, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002, 443 pp.
2. ACI Committee 340, *ACI Design Handbook*, Publication SP-17(97), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1997, 482 pp.
3. James R. Cagley, *Changing from ACI 318-99 to ACI 318-02: What's New?*, Concrete International, June 2001, Vol. 23 No.6, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2001.
4. Nawy, E.G., *Reinforced Concrete: A Fundamental Approach*, 5th ed., Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, 2003, 821 pp.
5. Noel J. Everard, *Designing with ACI 318-02 Strength Reduction Factors*, Concrete International, July 2002, Vol. 24 No.7, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

6. Noel J. Everard, *Strain Related Strength Reduction Factors (ϕ) According to ACI 318-02*, Concrete International, August 2002, Vol. 24 No.8, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002.

7. "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures," ASCE 7-98, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 337 pp.

8. Portland Cement Association, *Notes on ACI 318-99: Building Code Requirements for Structural Concrete with Design Applications*, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1999.

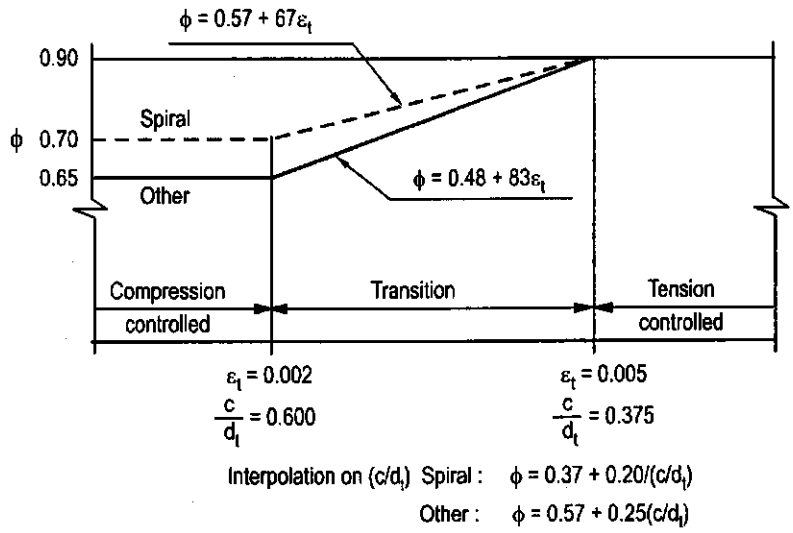


Fig. 1a: *Strength reduction factor (ϕ) for f_y of 60,000 psi (420 MPa) adapted from Fig. R9.3.2 of ACI 318R-02.*

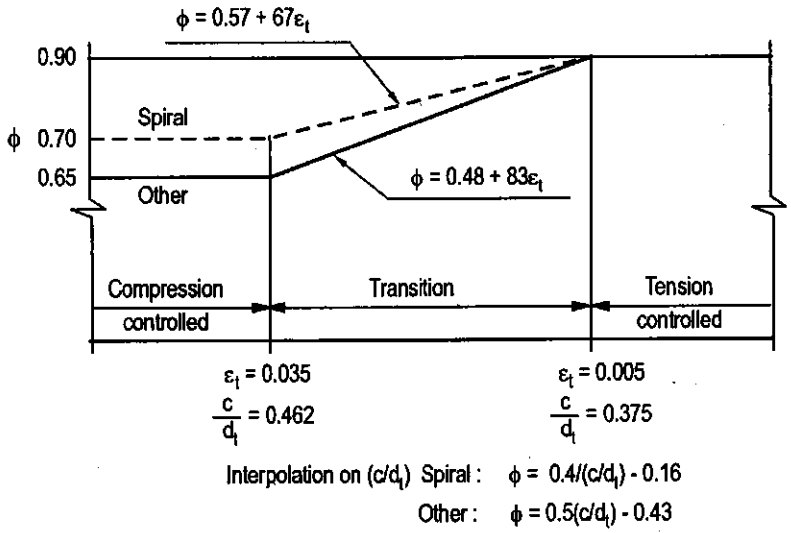


Fig. 1b: *Strength reduction factor (ϕ) for f_y exceeding 60,000 psi (>420 MPa)*

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Table 1: Classification of sections in all members and corresponding values of ε_t, c/d_t and ϕ

Section Category	ε_t	c/d_t	ϕ	Code Section
Tension-controlled	≥ 0.005	≤ 0.375	0.90	10.3.4
Transition	$0.002 \leq \varepsilon_t < 0.005$	$0.375 < c/d_t \leq 0.60$	Interpolation needed	10.3.4
Balanced condition	$= \varepsilon_y = 0.002$	0.60	0.65 (other) 0.70 (spiral)	10.3.2
Compression controlled	$< \varepsilon_y = 0.002$	> 0.60	0.65 (other) 0.70 (spiral)	10.3.3
Tension-controlled (Moment redistribution allowed)	≥ 0.0075	≤ 0.286	0.90	8.4.3

Table 2: Classification of sections in flexure only and corresponding values of ε_t, c/d_t and ϕ

Failure type	ε_t	c/d_t	ϕ	Code Section
Tension controlled	≥ 0.005	≤ 0.375	0.90	10.3.4
Transition	$0.004 \leq \varepsilon_t < 0.005$	$0.375 < c/d_t \leq 0.429$	Interpolation needed	10.3.5
Tension-controlled (Moment redistribution allowed)	≥ 0.0075	≤ 0.286	0.90	8.4.3

Notes: The figures in the Tables 1 and Table 2 are:

ε_t = net tensile strain in extreme tension steel at nominal strength

c = distance from extreme compression fiber to neutral axis

d_t = distance from extreme compression fiber to extreme tension steel

ϕ = strength reduction factor

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Table 3a: Reinforcement ratios for different concrete strengths and grades of reinforcing steel (US customary units)

f_y(psi)		c/d	f'_c (psi)									
			3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000	10,000	11,000	12,000
			β_1									
			0.85	0.85	0.8	0.75	0.7	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
40,000	$(3\sqrt{f'_c})/f_y$	**	0.0041	0.0047	0.0053	0.0058	0.0063	0.0067	0.0071	0.0075	0.0079	0.0082
	$200/f_y$	**	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050
	ρ_{min}	**	0.0050	0.0050	0.0053	0.0058	0.0063	0.0067	0.0071	0.0075	0.0079	0.0082
	preferred ρ	**	0.0102	0.0135	0.0159	0.0179	0.0195	0.0207	0.0233	0.0259	0.0285	0.0311
	t-controlled ρ_{max}	0.375	0.0203	0.0271	0.0319	0.0359	0.0390	0.0414	0.0466	0.0518	0.0570	0.0622
	transition	Values will be in-between those shown in the row above and those shown in the row below										
	c-controlled ρ	0.600	0.0325	0.0434	0.0510	0.0574	0.0625	0.0663	0.0746	0.0829	0.0912	0.0995
60,000	$(3\sqrt{f'_c})/f_y$	**	0.0027	0.0032	0.0035	0.0039	0.0042	0.0045	0.0047	0.0050	0.0052	0.0055
	$200/f_y$	**	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
	ρ_{min}	**	0.0033	0.0033	0.0035	0.0039	0.0042	0.0045	0.0047	0.0050	0.0052	0.0055
	preferred ρ	**	0.0068	0.0090	0.0106	0.0120	0.0130	0.0138	0.0155	0.0173	0.0190	0.0207
	t-controlled ρ_{max}	0.375	0.0135	0.0181	0.0213	0.0239	0.0260	0.0276	0.0311	0.0345	0.0380	0.0414
	transition	Values will be in-between those shown in the row above and those shown in the row below										
	c-controlled ρ	0.600	0.0217	0.0289	0.0340	0.0383	0.0417	0.0442	0.0497	0.0553	0.0608	0.0663
75,000	$(3\sqrt{f'_c})/f_y$	**	0.0022	0.0025	0.0028	0.0031	0.0033	0.0036	0.0038	0.0040	0.0042	0.0044
	$200/f_y$	**	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027
	ρ_{min}	**	0.0027	0.0027	0.0028	0.0031	0.0033	0.0036	0.0038	0.0040	0.0042	0.0044
	preferred ρ	**	0.0054	0.0072	0.0085	0.0096	0.0104	0.0111	0.0124	0.0138	0.0152	0.0166
	t-controlled ρ_{max}	0.375	0.0108	0.0145	0.0170	0.0191	0.0208	0.0221	0.0249	0.0276	0.0304	0.0332
	transition	Values will be in-between those shown in the row above and those shown in the row below										
	c-controlled ρ	0.600	0.0173	0.0231	0.0272	0.0306	0.0333	0.0354	0.0398	0.0442	0.0486	0.0530

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Table 3b: Reinforcement ratios for different concrete strengths and grades of reinforcing steel (SI units)

f_y(MPa)		c/d	f'_c (MPa)									
			21	28	35	42	49	56	63	70	77	84
			β_1									
			0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
40,000	$(0.25\sqrt{f'_c})/f_y$	**	0.0041	0.0047	0.0053	0.0058	0.0063	0.0067	0.0071	0.0075	0.0078	0.0082
	$1.4/f_y$	**	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050
	ρ_{min}	**	0.0050	0.0050	0.0053	0.0058	0.0063	0.0067	0.0071	0.0075	0.0078	0.0082
	preferred ρ	**	0.0102	0.0135	0.0169	0.0203	0.0237	0.0271	0.0305	0.0339	0.0373	0.0406
	t-controlled ρ_{max}	0.375	0.0203	0.0271	0.0339	0.0406	0.0474	0.0542	0.0610	0.0677	0.0745	0.0813
	transition	Values will be in-between those shown in the row above and those shown in the row below										
	c-controlled ρ	0.600	0.0325	0.0434	0.0542	0.0650	0.0759	0.0867	0.0975	0.1084	0.1192	0.1301
420	$(0.25\sqrt{f'_c})/f_y$	**	0.0027	0.0031	0.0035	0.0039	0.0042	0.0045	0.0047	0.0050	0.0052	0.0055
	$1.4/f_y$	**	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
	ρ_{min}	**	0.0033	0.0033	0.0035	0.0039	0.0042	0.0045	0.0047	0.0050	0.0052	0.0055
	preferred ρ	**	0.0068	0.0090	0.0113	0.0135	0.0158	0.0181	0.0203	0.0226	0.0248	0.0271
	t-controlled ρ_{max}	0.375	0.0135	0.0181	0.0226	0.0271	0.0316	0.0361	0.0406	0.0452	0.0497	0.0542
	transition	Values will be in-between those shown in the row above and those shown in the row below										
	c-controlled ρ	0.600	0.0217	0.0289	0.0361	0.0434	0.0506	0.0578	0.0650	0.0723	0.0795	0.0867
525	$(0.25\sqrt{f'_c})/f_y$	**	0.0022	0.0025	0.0028	0.0031	0.0033	0.0036	0.0038	0.0040	0.0042	0.0044
	$1.4/f_y$	**	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027
	ρ_{min}	**	0.0027	0.0027	0.0028	0.0031	0.0033	0.0036	0.0038	0.0040	0.0042	0.0044
	preferred ρ	**	0.0054	0.0072	0.0090	0.0108	0.0126	0.0145	0.0163	0.0181	0.0199	0.0217
	t-controlled ρ_{max}	0.375	0.0108	0.0145	0.0181	0.0217	0.0253	0.0289	0.0325	0.0361	0.0397	0.0434
	transition	Values will be in-between those shown in the row above and those shown in the row below										
	c-controlled ρ	0.600	0.0173	0.0231	0.0289	0.0347	0.0405	0.0462	0.0520	0.0578	0.0636	0.0694

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Author's biography

Dr. Tran Manh Tuan (tuan_hwru@fulbrightweb.org) currently heads the Section of Structural Engineering of Hanoi Water Resources University. He received a PhD. in Civil Engineering from Slovak University of Technology in Slovakia in 1990. He has been teaching the subject of reinforced concrete structures from 1976 and was promoted to Associate Professor in 1995. His research interests include the application of numerical method to concrete structures, design of hydraulic works and renovation of design code for structural concrete.

II. ACI 318-02 in practice: Design and Analysis for Flexural Members

Introduction

The new Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary includes numerous changes from ACI 318-99 to ACI 318-02, including those for flexural members [3]. In order to make the design procedures consistent with ACI 318-02, an approach for design of flexural members without design aids is proposed in this article.

Expressions for calculation of tensile reinforcement for rectangular sections based on the governing equations are presented. Based on these expressions, the steps for pusedo design procedures i.e. computation of tensile reinforcement in "tension-controlled" and in "transition zone" are presented. The calculation steps of iteration process for determining the factor of strength reduction (ϕ) are summarized. Two design examples are presented to illustrate the procedures.

Expressions derived from governing equations for flexural members

In principle, the problems of flexural analysis or flexural design of reinforced concrete members can be solved by the use of the governing equations.

For singly reinforced rectangular sections, the governing equations can be written as:

Force equilibrium equation: $$0.85f_c'ab = A_s f_y \quad (1)$$

Moment equilibrium equations: $$M_n = A_s f_y\left(d_t - \frac{a}{2}\right) \quad (2a)$$

or $$M_n = 0.85f_c'ab\left(d_t - \frac{a}{2}\right) \quad (2b)$$

The depth of the stress block "a" can be expressed in the following form:

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} \tag{3a}$$

or

$$a = d_t \left[1 - \sqrt{1 - 2\left(\frac{M_u/\phi}{0.85 f_c' b d_t^2} \right)} \right] \tag{3b}$$

Required amount of tensile reinforcement A_s can be obtained from (1) when the value of "a" has been already determined by (3b):

$$A_s = \frac{0.85 f_c' a b}{f_y} \tag{4a}$$

Combining equations (4a) and (3b), the required amount of tensile reinforcement A_s can be explicitly expressed in the following form:

$$A_s = \frac{0.85 f_c' b d}{f_y} - \frac{1}{2 f_y} \sqrt{2.89 f_c'^2 b^2 d^2 - 6.8 f_c' b \frac{M_u}{\phi}} \tag{4b}$$

Design and analysis procedures for flexural members

According to ACI 318-02, ratio c/d_t and tensile strain ε_t are needed for classification of section category [7]. The ACI 318-02 categorizes the section as "tension-controlled" and "compression-controlled" on the basis of the magnitude of net tensile strain (ε_t) [1]. Transition zone is between the "tension-controlled" and "compression-controlled" sections.

For design procedure when "a" is already computed, the c/d_t ratio is calculated by:

$$\frac{c}{d_t} = \frac{a}{\beta_1 d_t} \tag{5a}$$

and in case of analysis procedure, c/d_t ratio is calculated for given A_s by the following:

$$\frac{c}{d_t} = \frac{A_s f_y}{\beta_1 0.85 f_c' b d_t} \tag{5b}$$

Net tensile strain ε_t at the nominal strength section can be calculated from c/d_t ratio by the following expression:

$$\varepsilon_t = \frac{0.003}{(c/d_t)} - 0.003 \tag{5c}$$

For design or analysis of tension-controlled" sections, the above expressions can be applied in step-by-step fashion without use of design aids. Only for sections in "transition zone", the iterating process is needed to find ϕ factor corresponding to given M_n. The applications

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

of these expressions to design and analysis procedures for flexural members will be detailed below.

The classification of the sections of flexural members and determination of strength reduction factors accordingly with these sections were presented in Table 1 and details are provided in the Ref. [5], and [7].

According to ACI 318-02, flexural members can be designed in "tension-controlled" and "transition zone". Although the design of flexure in transition zone is not economical, for some cases it may be needed where the cross section of the members may be limited because of architectural consideration. This may lead the section to be designed in "transition zone" stipulated by the provisions 10.3.4 and 10.3.5 of ACI 318-02 Code [1], [3].

The equation (4b) is for a constant value of ϕ factor and in ACI 318-02, this factor depends on strain ε_t or c/d_t ratio at nominal strength of the section, so that ϕ factor is also a function of factored load (M_u). If the section is "tension-controlled", ϕ factor is constant of 0.90, but when the section falls in the transition zone, iteration process must be used for finding appropriate value of ϕ for the corresponding value of net tensile strain (ε_t).

Design procedure for flexural members

With the given factored moment M_u, geometry and material properties of cross section, the steps for determination of required amount of tension steel A_s are presented in the flowchart of Figure 1.

The procedure is for singly reinforced rectangular sections in "tension-controlled" and "transition zone".

For the iteration process for ϕ factor, the initial value ϕ of 0.90 for "tension-controlled" is assumed in step 2. In step 3, A_s is computed with assumed ϕ factor. The classification of the section (as per Table 1) must be checked in step 5 after ϕ factor or tensile strain ε_t has been determined in step 4 of flowchart in Figure 1.

If the section is "tension-controlled", the computed A_s from step 3 is required amount of reinforcement. If not, step 3 to 6 are repeated till the tolerance check in step 6 is satisfied.

Analysis procedure for flexural members

The sequence of calculations presented in the flowchart of Figure 2 can be used for the strength analysis for rectangular section with tension reinforcement only. For adequacy of strength, the nominal strength of the section must exceed the factored moment i.e. $\phi M_n \geq M_u$. In this case, the computations do not need the iteration for factor ϕ.

Illustrative examples

Two illustrative examples are presented.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Example 1: Determination of tension reinforcement area for " tension controlled" section.

The input data for this example is the same as FLEXURE EXAMPLE 1 in ACI Design Handbook.

For a rectangular section subject to a factored bending moment M_u, determine the area of required tension reinforcement.

Given: M_u = 1080 k-in, f_c' = 4,000 psi, f_y = 60,000 psi, b = 10 in, h = 20 in.

The steps of the procedure and calculation results are presented in Table 2.

Example 2: Determination of tension reinforcement area for "non tension controlled" section.

For a rectangular section subject to a factored bending moment M_u, determine the area of tension reinforcement required, with the dimension given.

Given: M_u = 2,525 k-in, f_c' = 4,000 psi, f_y = 60,000 psi, b = 10 in, h = 20 in.

The steps of the procedure and calculation results are presented in Table 3.

Summary

This article presented expressions for computation of area of tensile reinforcement for singly reinforced rectangular flexural members, which are derived from governing equations. The flowcharts for design and analysis of the sections are presented that show the procedures for rectangular flexural members with only tension reinforcement.

For illustration of the procedures, two examples are presented, one for the "tension-controlled" section and other for the case of section that falls into "transition zone". The proposed procedures are convenient for designers for both manual and computerized calculations.

References

9. ACI 318 Committee, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002.
10. ACI Committee 340, *ACI Design Handbook*, Publication SP-17(97), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1997.
11. James R. Cagley, *Changing from ACI 318-99 to ACI 318-02: What's New?*, Concrete International, June 2001, Vol. 23 No.6, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2001.
12. Nawy, E.G., *Reinforced Concrete: A Fundamental Approach*, 5th ed., Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, 2003.
13. Noel J. Everard, Strain Related Strength Reduction Factors (ϕ) According to ACI 318-02, Concrete International, August 2002, Vol. 24 No.8, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

14. Portland Cement Association, *Notes on ACI 318-99: Building Code Requirements for Structural Concrete with Design Applications*, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1999.

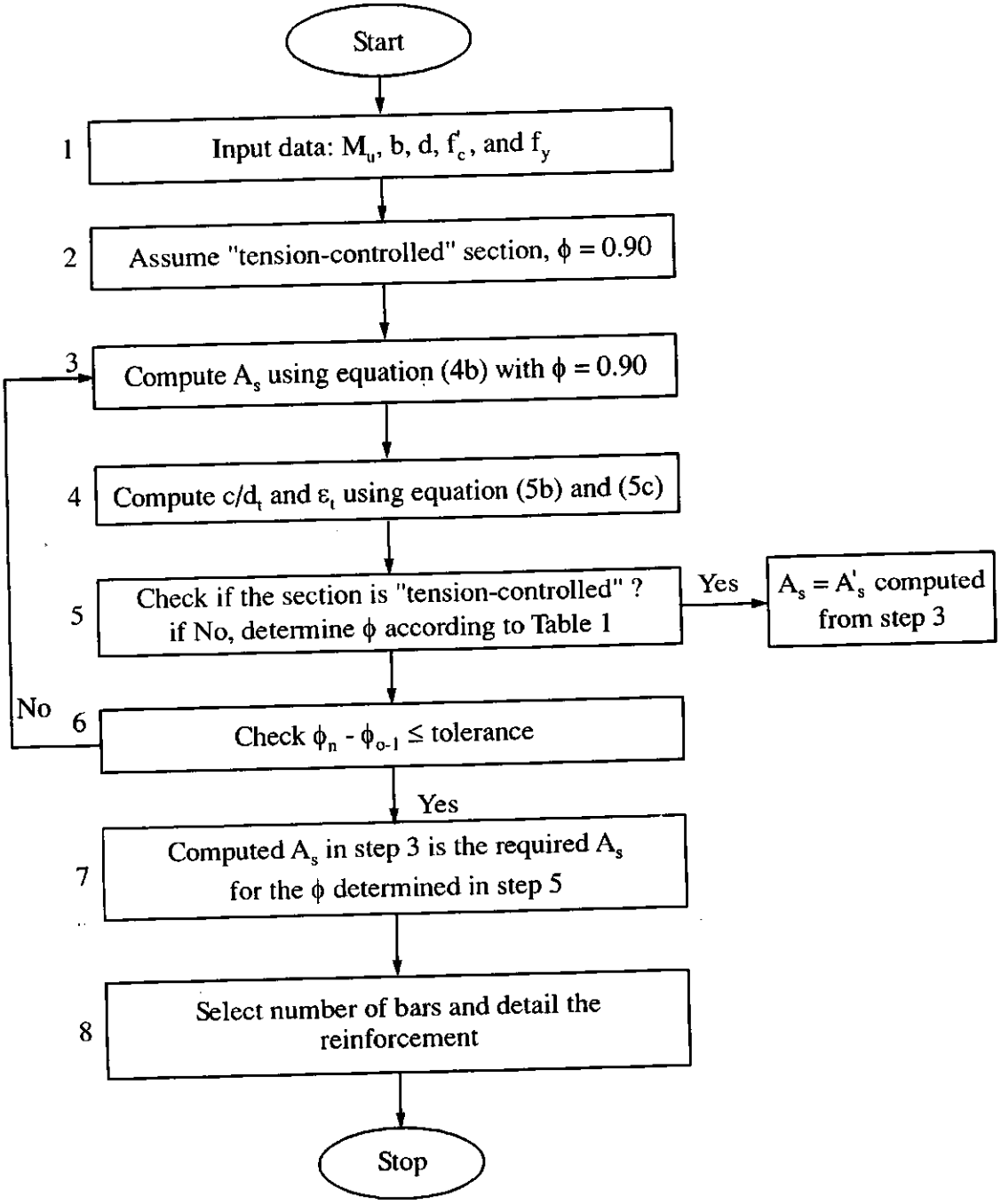


Fig. 1: *Flowchart for determining A_s for rectangular section with tension reinforcement only*

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

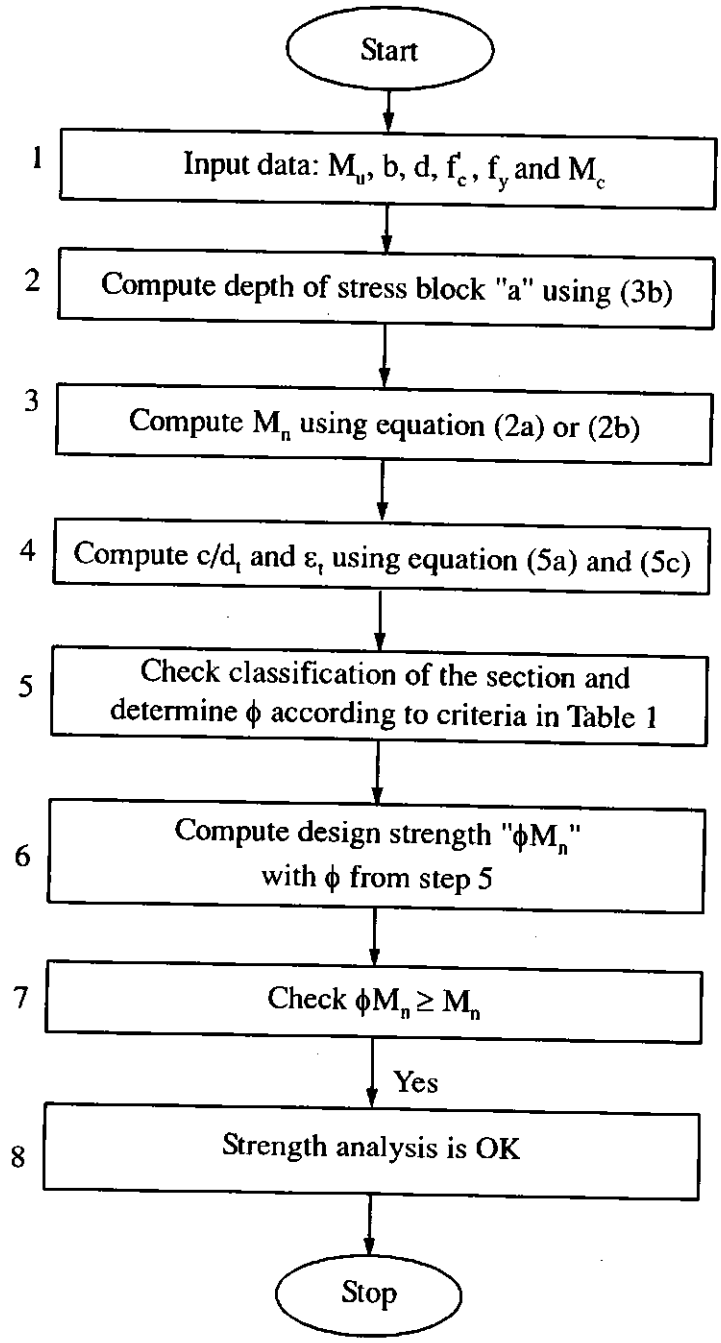


Fig. 2: *Flowchart for strength analysis of rectangular section with tension reinforcement only*

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Table 1: Criteria for determination of strength reduction factors for flexural members

Section classification	c/d_t	ε_t	**ϕ factor**
Tension	≤ 0.375	≥ 0.005	0.90
Transition	$0.375 < c/d_t \leq 0.429$	$0.004 \leq \varepsilon_t < 0.005$	$0.23 + 0.25/(c/d_t)$ or $0.48 + 83(\varepsilon_t)$

Table 2: Example 1: Determination of tension reinforcement area for " tension controlled" section.
(The input data is the same as FLEXURE EXAMPLE 1 in ACI Design Handbook (SP-17)

Procedure	Calculation
Step 1 Estimate d by allowing for the radius of longtudinal bars, a stirrup, and clear cover, d = h - allowance	int. exposure, allowance = 2.50 in ext.exposure, allowance = 3.0 in d = 20 - 2.50 = 17.50 in
Step 2 Assume "tension controlled" failure at ultimate $\phi = 0.90$ **Step 3** Compute A_s using the following Eq $A_s = \frac{0.85f'_c b.d}{f_y} - \frac{1}{2f_y}\sqrt{2.89.f'^2_c b^2 d^2 - 6.8f'_c b\frac{M_u}{\phi}}$ (1)	$A_s = \frac{0.85(4)(10)(17.5)}{60} - \frac{1}{2(60)}\sqrt{2.89(4)^2(10)^2(17.50)^2 - 6.8(4)(10)\frac{1080}{0.9}}$ $A_s = 1.22\ in^2$
Step 4 Compute c/d and net tensile strain (ε_t) $\frac{c}{d} = \frac{A_s f_y}{\beta_1.0.85f'_c b.d}$ $\varepsilon_t = [0.003/(c/d_t)] - 0.003$	$\frac{c}{d} = \frac{(1.22)(60)}{0.85(0.85)(4)(10)(17.5)} = 0.14$ $\varepsilon_t = [0.003/(0.14)] - 0.003$ $\varepsilon_t = 0.0184$

Step 5 Check failure type

c/d_t	ε_t	ϕ	c/d_t	ε_t	ϕ
≤ 0.375	≥ 0.005	0.9	$0.14 < 0.375$	$0.0184 > 0.005$	0.90
$0.375 < c/d_t \leq 0.429$	$0.004 \leq \varepsilon_t < 0.005$	$0.23+0.25/(c/d_t)$ or $0.48+83\varepsilon_t$	Failure type is "tension controlled" ϕ is constant. Therefore iterative process is not needed for solution of A_s Assumed value of ϕ or 0.90 (OK) $A_s = 1.22in^2$		

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

Table 3: Example 2: Determination of tension reinforcement area for "non tension controlled" section.

Procedure	Calculation
Step 1 Estimate d by allowing for the radius of longtudinal bars, a stirrup, and clear cover, d = h - allowance	int. exposure, allowance = 2.50 in ext.exposure, allowance = 3.0 in d = 20 - 2.50 = 17.50 in
Step 2 Assume "tension controlled" failure at ultimate $\phi = 0.90$ **Step 3** Compute As using the following Eq $A_s = \frac{0.85 f'_c b.d}{f_y} - \frac{1}{2f_y}\sqrt{2.89 f'^2_c b^2 d^2 - 6.8 f'_c b \frac{M_u}{\phi}}$ (1)	$A_s = \frac{0.85(4)(10)(17.5)}{60} - \frac{1}{2(60)}\sqrt{2.89(4)^2(10)^2(17.5)^2 - 6.8(4)(10)\frac{2525}{0.9}}$ $A_s = 3.183\ in^2$
Step 4 Compute c/d and net tensile strain (ε_t) $\frac{c}{d} = \frac{A_s f_y}{\beta_1 . 0.85 f'_c b.d}$ $\varepsilon_t = [0.003/(c/d_t)] - 0.003$	$\frac{c}{d} = \frac{(3.183)(60)}{0.85(0.85)(4)(10)(17.5)} = 0.378$ $\varepsilon_t = [0.003/(0.378)] - 0.003$ $\varepsilon_t = 0.0489$
Step 5 Check failure type	

c/d_t	ε_t	ϕ	c/d_t	ε_t	ϕ
≤ 0.375	≥ 0.005	0.9			
$0.375 < c/d_t \le 0.429$	$0.004 \le \varepsilon_t < 0.005$	$0.23 + 0.25/(c/d_t)$ or $0.48 + 83\varepsilon_t$	0.375 < 0.378 ≤ 0.429	0.004 < 0.00489 > 0.005	not constant

Failure type is "transition"
ϕ not is constant. Therefore iterative process needed for solution of A_s
$\phi = 0.233 + 0.25/(c/d)$ or
$\phi = 0.48 + 83\ \varepsilon_t$

Step 6 Substitute the value of ϕ in Eq. (1) and re-compute A_s using Eq. (1), c/d and ε_s
Repeat steps 2-4, till absolute value of ε_t(n-step) - ε_t(n-1) step ≤ specified tolerance

iter (n)	A_s	c/d	ε_s	ϕ
iter 1	3.18	0.378	0.0049	0.895
iter 5	3.26	0.387	0.0048	0.880
iter 10	3.33	0.395	0.0046	0.867
iter 15	3.37	0.400	0.0045	0.859

Step 7 The resulting A_s is the solution

$A_s = 3.37 in^2$

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

B

THUẬT NGỮ BÊ TÔNG THEO ACI 318-02

A

absorption-the process by which a liquid is drawn into and tends to fill permeable voids in a porous solid body; also, the increase in mass of a porous solid body resulting from the penetration of a liquid into its permeable voids.

acceleration-increase in velocity or in rate of change, especially the quickening of the natural progress of a process such as setting or strength development (hardening) of concrete.

addition-a material that is interground or blended in limited amounts into a hydraulic cement during manufacture either as a "processing addition" to aid in manufacturing and handling the cement or as a "functional addition" to modify the use properties of the finished product.

adhesives-the group of materials used to join or bond similar or dissimilar materials; for example, in concrete work, the epoxy resins.

admixture-a material other than water, aggregates, hydraulic cement, and fiber reinforcement, used as an ingredient of a cementitious mixture to modify its freshly mixed, setting, or hardened properties and that is added to the batch before or during its mixing.

agent-a general term for a material that may be used either as an addition to cement or an admixture in concrete; for example, an air-entraining agent.

agent, surface-active-a substance that markedly affects the interfacial or surface tension of solutions when present even in low concentrations.

agent, wetting-a substance capable of lowering the surface tension of liquids, facilitating the wetting of solid surfaces, and permitting the penetration of liquid into the capillaries.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

aggregate-granular material, such as sand, gravel, crushed stone, crushed hydraulic-cement concrete, or iron blast-furnace slag, used with a hydraulic cementing medium to produce either concrete or mortar.

air content-the volume of air voids in cement paste, mortar, or concrete, exclusive of pore space in aggregate particles; usually expressed as a percentage of total volume of the paste, mortar, or concrete.

air entraining-the capability of a material or process to develop a system of microscopic bubbles of air in cement paste, mortar, or concrete during mixing.

alkali-salts of alkali metals, principally sodium and potassium; specifically, sodium and potassium occurring in constituents of concrete and mortar, usually expressed in chemical analyses as the oxides Na_2O and K_2O.

allowable bearing capacity-the maximum pressure to which a soil or other material should be subjected to guard against shear failure or excessive settlement.

amount of mixing-the extent of mixer action employed in combining the ingredients for either concrete or mortar; in the case of stationary mixers, the mixing time; and in the case of truck mixers, the number of revolutions of the drum at mixing speed after the intermingling of the cement with water and aggregates.

amplitude-the maximum displacement from the mean position in connection with vibration.

analysis, dynamic-analysis of stresses in framing as functions of displacement under transient loading.

anchor-in prestressed concrete, to lock the stressed tendon in position so that it will retain its stressed condition; in precast-concrete construction, to attach the precast units to the building frame; and in slabs on grade or walls, to fasten to rock or adjacent structures to prevent movement of the slab or wall with respect to the foundation, adjacent structure, or rock.

anchorage-in post-tensioning, a device used to anchor the tendon to the concrete member; in pretensioning, a device used to maintain the elongation of a tendon during the time interval between stressing and release; in precastconcrete construction, the devices for attaching precast units to the building frame; and in slab or wall construction, the device used to anchor the slab or wall to the foundation, rock, or adjacent structure.

anchorage, dead-end-the anchorage at that end of a tendon that is opposite the jacking end.

angle of repose-the angle between the horizontal and the natural slope of loose material below which the material will not slide.

area of steel-the cross-sectional area of the steel reinforcement.

asbestos-cement products-products manufactured from rigid material composed essentially of asbestos fiber and portland cement.

asphalt-a dark brown to black cementitious material in which the predominating constituents are bitumens that occur in nature or are obtained in petroleum processing.

axis, neutral-a line in the plane of a structural member subject to bending where the longitudinal stress is zero.

B

balanced moment-moment capacity at simultaneous crushing of concrete and yielding of tension steel.

balanced reinforcement-an amount and distribution of reinforcement in a flexural member such that in workingstress design the allowable tensile stress in the steel and the allowable compressive stress in the concrete are attained simultaneously; or such that in strength design, the tensile reinforcement reaches its specified yield strength simultaneously

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

with the concrete in compression reaching its assumed ultimate strain of 0.003.

band iron-thin metal strap used as a form tie, hanger, etc.

bar-an element, normally composed of steel, with a nominally uniform cross-sectional area used to reinforce concrete.

bar, coated-a bar on which a coating has been applied, usually to increase resistance to corrosion.

bar, deformed-a reinforcing bar with a manufactured pattern of surface ridges intended to reduce slip and increase pullout resistance of bars embedded in concrete.

bar, epoxy-coated-a reinforcing bar coated by an epoxyresin system, usually to increase resistance to corrosion.

bar, plain-a reinforcing bar without surface deformations, or one having deformations that do not conform to the applicable requirements.

bar, reinforcement-see **reinforcement**.

bar, standard hooked-a reinforcing bar with the end bent into a hook to provide anchorage.

bar, tie-bar at right angles to, and tied to reinforcement to keep it in place.

bar bender-a tradesman who cuts and bends steel reinforcement; or a machine for bending steel reinforcement.

bar-end check-a check of the ends of reinforcing bars to determine whether they fit the devices intended for connecting the bars.

bar mat-an assembly of steel reinforcement composed of two or more layers of bars placed at angles to each other and secured together either by welding or tying.

bar schedule-a list of the reinforcement, showing the shape, number, size, and dimensions of every different element required for a structure or a portion of a structure.

bar spacing-the distance between parallel reinforcing bars, measured center to center of the bars perpendicular to their longitudinal axes.

bar support-hardware used to support or hold reinforcing bars in proper position to prevent displacement before and during concreting.

bars, bundled-a group of not more than four parallel reinforcing bars in contact with each other, usually tied together.

bars, stem-bars used in the wall section of a cantilevered retaining wall or in the webs of a box; when a cantilevered retaining wall and its footing are considered as an integral unit, the wall is often referred to as the stem of the unit.

base-a subfloor slab or "working mat," either previously placed and hardened or freshly placed, on which floor topping is placed in a later operation; also the underlying stratum on which a concrete slab, such as a pavement, is placed.

base coat-any plaster coat or coats applied before application of the finish coat.

base course-a layer of specified select material of planned thickness constructed on the subgrade or subbase of a pavement to serve one or more functions, such as distributing loads, providing drainage, or minimizing frost action; also the lowest course of masonry in a wall or pier.

base plate-a plate of metal or other material formerly placed under pavement joints and the adjacent slab ends to prevent the infiltration of soil and moisture from the sides or bottom of the joint opening; also a steel plate used to distribute vertical loads, as for bridge beams, building columns, or machinery.

batch-*n.* quantity of either concrete or mortar mixed at one time; *v.* to weigh or volumetrically measure and introduce into the mixer the ingredients for a quantity of either concrete or mortar.

batch plant-an installation for batching or for batching and mixing concrete materials.

batch weights-the quantities of the various ingredients (cement, water, the several sizes of

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

aggregate, and admixtures if used) that compose a batch of concrete.

batched water-the mixing water added by a batcher to a cementitious mixture either before or during the initial stages of mixing (also called batch water).

batcher-a device for measuring ingredients for a batch of concrete.

batcher, automatic-a batcher equipped with gates or valves that, when actuated by a single starter switch, will open automatically at the start of the weighing operation of each material, and will close automatically when the designated quantity of each material has been reached, interlocked in such a manner that:

a) the charging mechanism cannot be opened until the scale has returned to zero;

b) the charging mechanism cannot be opened if the discharge mechanism is open;

c) the discharge mechanism cannot be opened if the charging mechanism is open;

d) the discharge mechanism cannot be opened until the designated quantity has been reached within the allowable tolerance; and

e) if different kinds of aggregates or different kinds of cements are measured cumulatively in a single batcher, interlocked sequential controls are provided.

beam-a structural member subjected to primarily flexure, but also to axial load; and, the graduated horizontal bar of a weighing scale on which the balancing poises ride.

beam, double-tee-a precast concrete member composed of two stems and a combined top flange, commonly used as a beam but also used vertically in exterior walls.

beam, drop-in-a precast element simply supported on adjacent cantilevered elements.

beam, edge-a stiffening beam at the edge of a slab.

beam, grade-a reinforced concrete beam, usually at ground level, that strengthens or stiffens the foundation or supports overlying construction.

beam, simple-a beam without rotational restraint or continuity at its supports; also known as a simply supported beam.

beam, slender-a beam that, if loaded to failure without lateral bracing of the compression flange, would fail by buckling rather than in flexure.

beam bottom-soffit or bottom form for a beam.

beam-column-a structural member subjected to axial load and flexure forces but primarily axial load.

beam form-a retainer or mold so erected as to give the necessary shape, support, and finish to a concrete beam.

beam side-vertical or sloping side of a beam.

beam test-a method of measuring the flexural strength (modulus of rupture) of concrete by testing a standard unreinforced beam.

bearing stratum-the soil or rock stratum on which a concrete footing or mat bears or that carries the load transferred to it by a concrete pile, caisson, or similar deep foundation unit.

bending moment diagram-a graphical representation of the variation of bending moment along the length of the member for a given stationary system of loads.

bent bar-a reinforcing bar bent to a prescribed shape.

bentonite-a clay composed principally of minerals of the montmorillonoid group, characterized by high adsorption and very large volume change with wetting or drying.

blanket, curing-a covering of sacks, matting, burlap, straw, waterproof paper, or other suitable material placed over freshly finished concrete.

block, concrete-a concrete masonry unit, usually containing hollow cores.

bolt, anchor-a metal bolt or stud, headed or threaded, either cast in place, grouted in place,

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

or drilled into finished concrete, used to hold various structural members or embedments in the concrete, and to resist shear, tension, and vibration loadings from various sources, such as wind and machine vibration; also known as a hold-down bolt or a foundation bolt.

bond, ceramic-the development of fired strength as a result of thermochemical reactions between materials exposed to temperatures approaching the fusion point of the mixture such as that which may occur, under these conditions, between calcium-aluminate cement and a refractory aggregate.

bond, chemical-bond between materials that is the result of cohesion and adhesion developed by chemical reaction.

bond, flexural stress-in structural-concrete members, the stress between the concrete and the reinforcing element that results from the application of external load.

bond, transfer-in pretensioning, the bond stress resulting from the transfer of stress from the tendon to the concrete.

bond area-the nominal area of interface between two elements across which adhesion develops or may develop, as between cement paste and aggregate.

bond prevention-measures taken to prevent adhesion of concrete or mortar to surfaces against which it is placed.

bond stress, average-the force in a bar divided by the product of the perimeter and the development length of the bar.

bonded member-a prestressed-concrete member in which the tendons are bonded to the concrete either directly or through grouting.

boring-the removal by drilling of rock; a sample of soil or concrete for tests.

brick, calcium-silicate-a concrete product made principally from sand and lime that is hardened by autoclave curing.

brick, concrete-solid concrete masonry units of relatively small prescribed dimensions.

buckling-failure by lateral or torsional instability of a structural member, occurring with stresses below the yield or ultimate values.

build-up-spraying of shotcrete in successive layers to form a thicker mass; also the accumulation of residual hardened concrete in a mixer.

bulking-increase in the volume occupied by a quantity of sand in a moist condition over the volume of the same quantity dry or completely inundated.

buttress-a projecting structure to support either a wall or a building.

C

cage-a rigid assembly of reinforcement ready for placing in position.

caisson-part of a foundation, a watertight chamber used in construction underwater, or a hollow floating box used as a floodgate for a dock or basin.

calcium chloride solution-an aqueous solution of calcium chloride (usually at a specified concentration so that a given amount can be gauged to provide a specific concentration) usually expressed as a percent calcium chloride by mass of portland cement.

cap-a smooth plane surface of suitable material bonded to the bearing surfaces of test specimens to distribute the load during strength testing.

cap cables-short cables (tendons) introduced to prestress the zone of negative moment only.

capacity-a measure of the rated volume of a particular concrete mixer or agitator, usually limited by specifications to a maximum percentage of total gross volume; also the output of concrete, aggregate, or other product per unit of time (as plant capacity or screen capacity); also load-carrying limit of a structure.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

capacity-reduction factor see **strength-reduction factor**

cap, pile-

1. a structural member that is placed on top of a group of piles and used to transmit loads from the structure through the pile group into the soil; the piles may be connected to the cap with reinforcement to resist uplift or with reinforcement to resist moment so as to form a bent; also known as a rider cap or girder; also a masonry, timber, or concrete footing resting on a group of piles; and
2. a metal cap or helmet temporarily fitted over the head of a precast pile to protect it during driving; some form of shock-absorbing material is often incorporated.

cast-in-place-referring to a cementitious mixture that is deposited in the place where it is required to harden as part of the structure, as opposed to precast concrete.

cement, asphalt-asphalt that is refined to meet specifications for use in the manufacture of bituminous pavements.

cement, bituminous-a black solid, semisolid, or liquid substance at natural air temperatures and appreciably soluble only in carbon disulfide or some volatile liquid hydrocarbon, being composed of mixed indeterminate hydrocarbons mined from natural deposits, produced as a residue in the distillation of petroleum, or obtained by the destructive distillation of coal or wood.

cement, bulk-cement that is transported and delivered in bulk (usually in specially constructed vehicles) instead of in bags.

cement, expansive-a cement that, when mixed with water, produces a paste that, after setting, increases in volume to a significantly greater degree than does portland-cement paste; used to compensate for volume decrease due to shrinkage or to induce tensile stress in reinforcement (post-tensioning).

cement, high-early-strength-portland cement characterized by attaining a given level of strength in mortar or concrete earlier than does normal portland cement; referred to in the U.S. as Type III.

cement, hot-newly manufactured cement that has not had an opportunity to cool after burning and grinding of the component materials.

cement, hydraulic-a cement that sets and hardens by chemical interaction with water and is capable of doing so underwater, for example, portland cement and ground granulated blast-furnace slag are hydraulic cements.

cement, masonry-a hydraulic cement for use in mortars for masonry construction; contains one or more of the following materials: portland cement, portland blastfurnace slag cement, portland-pozzolan cement, natural cement, slag cement or hydraulic lime; and in addition usually contains one or more materials, such as hydrated lime, limestone, chalk, calcareous shell, talc, slag, or clay in finely ground condition.

cement, plastic-a special product manufactured for plaster and stucco application.

cement, portland-a hydraulic cement produced by pulverizing portland-cement clinker, usually in combination with calcium sulfate.

cement, portland-pozzolan-a hydraulic cement consisting of an intimate and uniform blend of portland cement or portland blast-furnace slag cement and fine pozzolan produced by intergrinding portland-cement clinker and pozzolan, by blending portland cement or portland blast-furnace slag cement and finely divided pozzolan, or a combination of intergrinding and blending, in which the pozzolan constituent is within specified limits.

cement, white-portland cement that hydrates to a white paste; made from raw materials of low

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

iron content, the clinker for which is fired by a reducing flame.

cement content-quantity of cement contained in a concrete, mortar, or grout, preferably expressed as mass per unit volume of concrete, mortar, or grout.

cement paste-binder of concrete and mortar consisting essentially of cement, water, hydration products, and any admixtures together with very finely divided materials included in the aggregates.

checking-development of shallow cracks at closely spaced but irregular intervals on the surface of plaster, cement paste, mortar, or concrete.

class (of concrete)-an arbitrary characterization of concrete of various qualities or usages, usually by compressive strength.

clay content-mass fraction of clay of a heterogeneous material, such as a soil or a natural concrete aggregate or crushed stone.

clinker-a partially fused product of a kiln, which is ground to make cement; also other vitrified or burnt material.

coefficient of thermal expansion-change in linear dimension per unit length or change in volume per unit volume per degree of temperature change.

column, long-a column whose load capacity is limited by buckling rather than strength.

column, pipe-a column made of steel pipe; often filled with concrete.

column, short-a column whose load capacity is limited by strength rather than buckling; a column that is customarily so stocky and sufficiently restrained that at least 95% of the cross-sectional strength can be developed.

column, slender-a column whose load capacity is reduced by the increased eccentricity caused by secondary deflection moments.

column, spirally reinforced-a column in which the vertical bars are enveloped by spiral reinforcement, that is, closely spaced continuous hooping.

column, tied-a column laterally reinforced with ties.

column capital-an enlargement of a column below a slab intended to increase the shearing resistance.

column side-one of the vertical panel components of a column form.

column strip-the portion of a flat slab over the columns and consisting of the two adjacent quarter panels on each side of the column center line.

compacting factor-the ratio obtained by dividing the observed mass of concrete that fills a container of standard size and shape when allowed to fall into it under standard conditions of test, by the mass of fully compacted concrete which fills the same container.

composite concrete flexural members-concrete flexural members consisting of concrete elements constructed in separate placements but so interconnected that the elements respond to loads as a unit.

compressive-strength, average-the average compressive strength of a given class or strength level of concrete; in ACI 214, defined as average compressive strength required to statistically meet a designated specific strength.

concrete-a composite material that consists essentially of a binding medium within which are embedded particles or fragments of aggregate, usually a combination of fine aggregate and coarse aggregate; in portland-cement concrete, the binder is a mixture of portland cement and water, with or without admixtures.

concrete, architectural-concrete that will be permanently exposed to view and therefore requires special care in selection of the concrete materials, forming, placing, and finishing to obtain the desired architectural appearance.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

concrete, asphaltic-a mixture of asphalt cement and aggregate.

concrete, cast-in-place-concrete that is deposited and allowed to harden in the place where it is required to be in the completed structure, as opposed to precast concrete.

concrete, confined-concrete containing closely spaced special transverse reinforcement that is provided to restrain the concrete in directions perpendicular to the applied stress.

concrete, dense-concrete containing a minimum of voids.

concrete, exposed-concrete surfaces formed so as to yield an acceptable texture and finish for permanent exposure to view.

concrete, fat-concrete containing a relatively large amount of plastic and cohesive mortar.

concrete, fiber-reinforced-concrete containing dispersed, randomly oriented fibers.

concrete, fresh-concrete that possesses enough of its original workability so that it can be placed and consolidated by the intended methods.

concrete, hardened-concrete that has developed sufficient strength to serve some purpose or resist breaking under stipulated loading.

concrete, heat-resistant-any concrete that will not disintegrate when exposed to constant or cyclic heating at any temperature below that at which a ceramic bond is formed.

concrete, high-density-concrete of substantially higher density than that made using normal-density aggregates, usually obtained by use of high-density aggregates and used especially for radiation shielding.

concrete, high-early-strength-concrete which, through the use of high-early-strength cement or admixtures, attains a given level of strength earlier than normal concrete does.

concrete, high-strength-concrete that has a specified compressive strength for design of 6000 psi (41 MPa) or greater.

concrete, high-performance-concrete meeting special combinations of performance and uniformity requirements that cannot always be achieved routinely using conventional constituents and normal mixing, placing, and curing practices.

concrete, low-density-concrete having an oven-dry density of less than 50 lb/ft^3 (800 kg/m^3).

concrete, mass-any volume of concrete with dimensions large enough to require that measures be taken to cope with generation of heat from hydration of the cement and attendant volume change, to minimize cracking.

concrete, monolithic-concrete cast with no joints other than construction joints.

concrete, polymer-cement-a mixture of water, hydraulic cement, aggregate, and a monomer or polymer; polymerized in place when a monomer is used.

concrete, precast-concrete cast elsewhere than its final position.

concrete, prestressed-concrete in which internal stresses of such magnitude and distribution are introduced that the tensile stresses resulting from the service loads are counteracted to a desired degree; in reinforced concrete the prestress is commonly introduced by tensioning the tendons.

concrete, ready-mixed-concrete manufactured for delivery to a purchaser in a fresh state.

concrete, reinforced-structural concrete reinforced with no less than the minimum amount of prestressing tendons or nonprestressed reinforcement as specified by ACI 318.

concrete, roller-compacted-concrete compacted by roller compaction; concrete that, in its unhardened state, will support a roller while being compacted.

concrete, sand-lightweight-concrete made with a combination of expanded clay, shale, slag, or slate or sintered fly ash and natural

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

sand; its density is generally between 105 and 120 lb/ft^3 (1680 and 1920 kg/m^3).

concrete, shrinkage-compensating-concrete containing expansive components usually based on the formation of calcium sulfoaluminate (ettringite) in a mixture of calcium aluminate and gypsum.

concrete, structural-concrete used to carry load.

concrete, structural lightweight-structural concrete made with low-density aggregate; having an air-dry density of not more than 115 lb/ft^3 (1850 kg/m^3) and a 28-day compressive strength of more than 2500 psi (17.2 MPa).

concrete finishing machine-a machine mounted on flanged wheels that ride on the forms or on specially set tracks, used to finish surfaces such as those of pavements; or a portable power-driven machine for floating and finishing of floors and other slabs.

concrete vibrating machine-a machine that consolidates a layer of freshly mixed concrete by vibration.

cone, slump-a mold in the form of the lateral surface of the frustum of a cone with a base diameter of 8 in. (203 mm), top diameter of 4 in. (102 mm), and height of 12 in. (305 mm), used to fabricate a specimen of freshly mixed concrete for the slump test; a cone 6 in. (152 mm) high is used for tests of freshly mixed mortar and stucco.

cone bolt-a type of tie rod for wall forms with cones at each end inside the forms so that a bolt can act as a spreader as well as a tie.

connection, scarf-a connection made by precasting, beveling, halving, or notching two pieces to fit together; after overlapping, the pieces are secured by bolts or other means.

consistency factor-a measure of grout fluidity, roughly analogous to viscosity, which describes the ease with which grout may be pumped into voids or fissures; usually a laboratory measurement in which consistency is reported in degrees of rotation of a torque viscosimeter in a specimen of grout.

consolidation-the process of inducing a closer arrangement of the solid particles in freshly mixed concrete or mortar during placement by the reduction of voids, usually by vibration, centrifugation, rodding, tamping, or some combination of these actions; also applicable to similar manipulation of other cementitious mixtures, soils, aggregates, or the like.

construction, alternate-lane-a method of constructing soil-supported concrete roads, runways, building floors, or other paved areas, in which alternate lanes are placed and allowed to harden before the remaining intermediate lanes are placed.

construction, cellular-a method of constructing concrete elements in which part of the interior concrete is replaced by voids.

construction, composite-a type of construction using members produced by combining different materials (for example, concrete and structural steel); members produced by combining cast-in-place and precast concrete, or cast-in-place concrete elements constructed in separate placements but so interconnected that the combined components act together as a single member and respond to loads as a unit.

construction, shell-construction using thin curved slabs.

construction, structural sandwich-a laminar construction comprising a combination of alternating dissimilar simple or composite materials assembled and intimately fixed in relation to each other so as to use the properties of each to attain specific structural and thermal advantages for the whole assembly.

construction joint-see **joint, construction**.

construction loads-the loads to which a permanent or temporary structure is subjected during construction.

contact ceiling-a ceiling that is secured in direct contact with the construction above without use of furring.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

contact pressure-pressure acting at and perpendicular to the contact area between soil and a concrete element.

continuous slab or beam-a slab or beam that extends as a unit over three or more supports in a given direction.

continuously reinforced pavement-a pavement with uninterrupted longitudinal steel reinforcement and no intermediate transverse expansion or contraction joints.

contractor-the person, firm, or corporation with whom the owner enters into an agreement for construction of the work.

control factor-the ratio of the minimum compressive strength to the average compressive strength.

conventional design-design procedure using moments or stresses determined by widely accepted methods.

conveyor-a device for moving materials; usually a continuous belt, an articulated system of buckets, a confined screw, or a pipe through which material is moved by air or water.

corbel-a projection from the face of a beam, girder, column, or wall used as a beam seat or a decoration.

core test-compression test on a concrete sample cut from hardened concrete by means of a core drill.

cored beam-a beam whose cross section is partially hollow or a beam from which cored samples of concrete have been taken.

corrosion-destruction of metal by a chemical, electrochemical, or electrolytic reaction within its environment.

corrosion, bacterial-destruction of a material by bacterial processes brought about by the activity of certain bacteria that consume the material and produce substances, such as hydrogen sulfide, ammonia, and sulfuric acid.

corrosion inhibitor-a chemical compound, either liquid or powder, usually intermixed in concrete and sometimes applied to concrete, and that effectively decreases corrosion of steel reinforcement.

course-in concrete construction, a horizontal layer of concrete, usually one of several making up a lift; in masonry construction, a horizontal layer of block or brick.

cover-in reinforced concrete, the least distance between the surface of embedded reinforcement and the outer surface of the concrete.

crack-a complete or incomplete separation, of either concrete or masonry, into two or more parts produced by breaking or fracturing.

crack, diagonal-in a flexural member, an inclined crack caused by shear stress, usually at approximately 45 degrees to the axis; or a crack in a slab, not parallel to either the lateral or longitudinal directions.

crack, longitudinal-a crack that develops parallel to the length of a member.

crack, shrinkage-crack due to restraint of shrinkage.

crack-control reinforcement-see **reinforcement, crack-control**.

cracked section-a section designed or analyzed on the assumption that concrete has no resistance to tensile stress.

cracking, plastic-cracking that occurs in the surface of fresh concrete soon after it is placed and while it is still plastic.

cracking, shrinkage-cracking of a structure or member due to failure in tension caused by external or internal restraints as reduction in moisture content develops, carbonation occurs, or both.

cracking, temperature-cracking due to tensile failure, caused by a temperature drop in members subjected to external restraints or by a temperature differential in members subjected to internal restraints.

creep-time-dependent deformation due to sustained load.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

cross section-a plane through a body perpendicular to a given axis of the body; a drawing showing such a plane.

cross-tee-a light-gage metal member resembling an upside-down "tee" used to support the abutting ends of formboards in insulating concrete roof constructions.

crush plate-an expendable strip of wood attached to the edge of a form or intersection of fitted forms, to protect the form from damage during prying, pulling, or other stripping operations. (See also **strip, wrecking**.)

crusher, primary-a heavy crusher suitable for the first stage in a process of size reduction of rock, slag, or the like.

crusher, secondary-a crusher used for the second stage in a process of size reduction of aggregate and the like.

cube strength-see **strength, cube**.

curing-action taken to maintain moisture and temperature conditions in a freshly placed cementitious mixture to allow hydraulic cement hydration and (if applicable) pozzolanic reactions to occur so that the potential properties of the mixture may develop.

curing, standard-exposure of test specimens to specified conditions of moisture and temperature.

curing, two-stage-a process in which concrete products are cured in low-pressure steam, stacked, and then autoclaved.

curve, grading-a graphical representation of the proportions of different particle sizes in a granular material; obtained by plotting the cumulative or individual percentages of the material passing through sieves in which the aperture sizes form a given series.

cylinder strength-see **strength, compressive** and **strength, cylinders, field-cured**-test cylinders that are left at the jobsite for curing as nearly as practicable in the same manner as the concrete in the structure to indicate when supporting forms may be removed, additional construction loads may be imposed, or the structure may be placed in service.

D

damage, cavitation-pitting of concrete caused by implosion, that is, the collapse of vapor bubbles in flowing water which form in areas of low pressure and collapse as they enter areas of higher pressure.

damp-either partial saturation or moderate covering of moisture; implies less wetness than that connoted by "wet" and slightly wetter than that connoted by "moist".

D-cracks-a series of cracks in concrete near and roughly parallel to joints, edges, and structural cracks.

dead end-in the stressing of a tendon from one end only, the end opposite that to which the load is applied.

dead load-see **load, dead**.

deck, bridge -the structural concrete slab or other structure that is supported on the bridge superstructure and serves as the roadway or other traveled surface.

decking-sheathing material for a deck or slab form.

deflection-movement of a point on a structure or structural element, usually measured as a linear displacement or as succession displacements transverse to a reference line or axis.

deformation-a change in dimension or shape.

deformation, anchorage-the loss of elongation or stress in the tendons of prestressed concrete due to the deformation or seating of the anchorage when the prestressing force is transferred from the jack to the anchorage; known also as anchorage loss.

deformation, elastic-elastic deformation proportional to the applied stress. (See also **deformation**).

deformation, inelastic-nonelastic deformation not proportional to the applied stress.

deformation, time-dependent-deformation resulting from effects such as autogenous volume change, thermal contraction or

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

expansion, creep, shrinkage, and swelling, each of which is a function of time.

deformed bar-see **bar, deformed.**

deformed reinforcement-see **reinforcement, deformed.**

deformed tie bar-see **bar, tie.**

dehydration-removal of chemically bound, adsorbed, or absorbed water from a material.

dense concrete-see **concrete, dense.**

density, dry-the mass per unit volume of a dry substance at a stated temperature.

density control-control of density of concrete in field construction to ensure that specified values as determined by standard tests are obtained.

depth, effective-depth of a beam or slab section measured from the compression face to the centroid of the tensile reinforcement.

design, elastic-a method of analysis in which the design of a member is based on a linear stress-strain relationship and corresponding limiting elastic properties of the material.

design, probabilistic-method of design of structures using the principles of statistics (probability) as a basis for evaluation of structural safety.

design, working-stress-a method of proportioning either structures or members for prescribed service loads at stresses well below the ultimate, and assuming linear distribution of flexural stresses and strains.

design load-see **load, design.**

design strength-see **strength, design.**

deterioration-

1. physical manifestation of failure of a material (for example, cracking, delamination, flaking, pitting, scaling, spalling, and staining) caused by environmental or internal autogenous influences on rock and hardened concrete as well as other materials; or
2. decomposition of material during either testing or exposure to service.

development bond stress-see **bond stress, anchorage.**

direct dumping-discharge of concrete directly into place from crane bucket or mixer.

displacement, positive-see **positive displacement.**

distortion-see **deformation.**

distribution-bar reinforcement-see **reinforcement, distribution-bar.**

documents, contract-documents comprising aspects of the required work and the results and products thereof, including plans, specifications, and project drawings.

double-tee beam-see **beam, double-tee.**

drainage-the interception and removal of water from, on, or under an area or roadway; the process of removing surplus ground water or surface water artificially; a general term for gravity flow of liquids in conduits.

dry-shake-a dry mixture of hydraulic cement and fine aggregate (either natural or special metallic) that is distributed evenly over the surface of concrete flatwork and worked into the surface before time of final setting and then floated and troweled to desired finish; the mixture either may or may not contain pigment.

duct-a hole formed in a concrete member to accommodate a tendon for post-tensioning; a pipe or runway for electric, telephone, or other utilities.

ductility-that property of a material by virtue of which it may undergo large permanent deformation without rupture.

durability-the ability of concrete to resist weathering action, chemical attack, abrasion, and other conditions of service.

dusting-the development of a powdered material at the surface of hardened concrete.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

E

early strength-see **strength, early**.

effective area of concrete-area of a concrete section assumed to resist shear or flexural stresses.

effective area of reinforcement-the area obtained by multiplying the right cross-sectional area of the metal reinforcement by the cosine of the angle between its centroidal axis and the direction for which its effectiveness is considered.

effective depth-see **depth, effective**.

effective flange width-see **width, effective flange**.

effective prestress-see **prestress, effective**.

effective span-see **span, effective**.

effective width of slab-that part of the width of a slab taken into account when designing T- or L-beams.

elastic deformation-see **deformation, elastic**.

elastic design-see **design, elastic**.

elastic limit-see **limit, elastic**.

elastic modulus-see **modulus of elasticity**

elasticity-that property of a material by virtue of which it tends to recover its original size and shape after deformation.

epoxy-a thermosetting polymer that is the reaction product of epoxy resin and an amino hardener.

epoxy-coated bar-see **bar, epoxy-coated**.

epoxy concrete-see **concrete, epoxy**.

equivalent rectangular stress-distribution-an assumption of uniform stress on the compression side of the neutral axis in the strength method of design to determine flexural capacity.

erosion-progressive disintegration of a solid by abrasion or cavitation of gases, liquids, or solids in motion.

expansion-increase in either length or volume.

contraction; **moisture movement**; **shrinkage**; **volume**

change; and **volume change, autogenous**.)

expansion, thermal-see **thermal expansion**.

expansive cement-see **cement, expansive**.

expansive-cement concrete (mortar or grout)-see **concrete**

extensibility-the maximum tensile strain that hardened cement paste, mortar, or concrete can sustain before cracking occurs.

extreme compression fiber-see **fiber, extreme compression**.

extreme tension fiber-see **fiber, extreme tension**.

F

factor, bulking-ratio of the volume of moist sand to the volume of the sand when dry.

factor, coarse-aggregate-the ratio, expressed as a decimal, of the amount (mass or solid volume) of coarse aggregate in a unit volume of well-proportioned concrete to the amount of dry-rodded coarse aggregate compacted into the same volume b/b_0.

factor, durability-

1. a measure of the change in a material property over a period of time as a response to exposure to a treatment that can cause deterioration, usually expressed as a percentage of the value of the property before exposure; or

2. in ASTM C 666, a measure of the effects of freezing and thawing action on concrete specimens, in which resonant frequency of vibration is used as the property measured.

factor, phi (ϕ)-see **factor, strength-reduction**.

factor, stiffness-a measure of the stiffness of a structural member; for a prismatic member, it

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

is equal to the ratio of the product of the moment of inertia of the cross section and the modulus of elasticity for the material to the length of the member.

factor, strength reduction-capacity-reduction factor (in structural design); a number less than 1.0 (usually 0.65 to 0.90) by which the strength of a structural member or element (in terms of load, moment, shear, or stress) is required to be multiplied to determine design strength or capacity; the magnitude of the factor is stipulated in applicable codes and construction specifications for respective types of members and cross sections.

factor of safety-the ratio of load, moment, or shear of a structural member at the ultimate to that at the service level.

factored load-see **load, factored**.

failure, fatigue-the phenomenon of rupture of a material, when subjected to repeated loadings, at a stress substantially less than the static strength.

falsework-the temporary structure erected to support work in the process of construction; composed of shoring or vertical posting, formwork for beams and slabs, and lateral bracing.

fatigue-the weakening of a material by repeated or alternating loads.

ferrocement-a composite structural material comprising thin sections consisting of cement mortar reinforced by a number of very closely spaced layers of steel wire mesh.

fiber, extreme compression-farthest fiber from the neutral axis on the compression side of a member subjected to bending.

fiber, extreme tension-farthest fiber from the neutral axis on the tension side of a member subjected to bending

final prestress-see **stress, final**.

fine aggregate-see **aggregate, fine**.

finish-the texture of a surface after consolidating and finishing operations have been performed.

finishing-leveling, smoothing, consolidating, and otherwise treating surfaces of fresh or recently placed concreteor mortar to produce desired appearance and service.

finishing machine-see **machine, finishing**.

flange, compression-the widened portion of an I, T, or similar cross-section beam that is shortened or compressed by bending under normal loads, such as the horizontal portion of the cross section of a simple span Tbeam.

fly ash-the finely divided residue that results from the combustion of ground or powdered coal and that is transported by flue gases from the combustion zone to the particle removal system.

footing-a structural element that transmits loads directly to the soil.

footing, combined-a structural unit or assembly of units supporting more than one column.

footing, continuous-a combined footing of prismatic or truncated shape, supporting two or more columns in a row.

footing, sloped-a footing having sloping top or side faces.

footing, stepped-a step-like support consisting of prisms of concrete of progressively diminishing lateral dimensions superimposed on each other to distribute the load of a column or wall to the subgrade.

force, jacking-in prestressed concrete, the temporary force exerted by the device which introduces tension into the tendons.

form-a temporary structure or mold for the support of concrete while it is setting and gaining sufficient strength to be self-supporting.

form, climbing-a form which is raised vertically for succeeding lifts of concrete in a given structure.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

form, drop-panel-a retainer or mold so erected as to give the necessary shape, support, and finish to a drop panel.

form, edge-formwork used to limit the horizontal spread of fresh concrete on flat surfaces such as pavements or floors.

form, paper-a heavy paper mold used for casting concrete columns and other structural shapes.

form, permanent-any form that remains in place after the concrete has developed its design strength; it may or may not become an integral part of the structure.

form, sliding-see **slipform**.

form, top-form required on the upper or outer surface of a sloping slab or thin shell.

form, vented-a form so constructed as to retain the solid constituents of concrete and permit the escape of water and air.

form, wall-a retainer or mold so erected as to give the necessary shape, support, and finish to a concrete wall.

form lining-materials used to line the concreting face of formwork either to impart a smooth or patterned finish to the concrete surface, to absorb moisture from the concrete, or to apply a set-retarding chemical to the formed surface.

form scabbing-inadvertent removal of the surface of concrete because of adhesion to the form.

form sealer-coating applied to the surface of a form to reduce or prevent absorption of water from the concrete.

forms, flying-large prefabricated units of formwork incorporating support, and designed to be moved from place to place.

forms, moving-large prefabricated units of formwork incorporating supports, and designed to be moved horizontally on rollers or similar devices with a minimum amount of dismantling between successive uses.

formwork-total system of support for freshly placed concrete including the mold or sheathing that contacts the concrete as well as supporting members, hardware, and necessary bracing; sometimes called shuttering in the UK

foundation-the structural elements through which the load of a structure is transmitted to the earth.

foundation, grid-a combined footing formed by intersecting continuous footings, loaded at the intersection points, and covering much of the total area within the outer limits of the assembly.

foundation, mat-a continuous footing supporting an array of columns in several rows in each direction, having a slab-like shape with or without depressions or openings, covering an area at least 75% of the total area within the outer limits of the assembly.

foundation, raft-a continuous slab of concrete, usually reinforced, laid over soft ground or where heavy loads must be supported to form a foundation.

foundation, strip-a continuous foundation wherein the length considerably exceeds the breadth.

fracture-a crack or break, as of concrete or masonry; the configuration of a broken surface; also the action of cracking or breaking.

frame, rigid-a frame depending on moment in joints for stability.

G

girder-a large beam, usually horizontal, that serves as a main structural member.

girt-small beam spanning between columns, generally used in industrial buildings to support outside walls.

glass-fiber reinforced cement-a composite material consisting essentially of a matrix of hydraulic cement paste or mortar reinforced with glass fibers; typically precast into units less than 1 in. (25 mm) thick.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

gradation-see **grading**.

grade-the prepared surface on which a concrete slab is cast; the process of preparing a plane surface of granular material or soil on which to cast a concrete slab.

gradient-rate of change in a variable over a distance, as of temperature or moisture.

grading-the distribution of particles of granular material among various sizes; usually expressed in terms of cumulative percentages larger or smaller than each of a series of sizes (sieve openings) or the percentages between certain ranges of sizes (sieve openings).

grading, combined-aggregate-particle-size distribution of a mixture of fine and coarse aggregate.

grading, continuous-a particle size distribution in which intermediate size fractions are present, as opposed to gapgrading.

gravel, crushed-the product resulting from the artificial crushing of gravel with a specified minimum percentage of fragments having one or more faces resulting from fracture.

grinding, finish-the final grinding of clinker into cement, with calcium sulfate in the form of gypsum or anhydrite generally being added; the final grinding operation required for a finished concrete surface, for example, bump cutting of pavement, fin removal from structural concrete, and terrazzo floor grinding.

gross vehicle load-the mass of a vehicle plus the mass of any load thereon.

grout-a mixture of cementitious material and water, with or without aggregate, proportioned to produce a pourable consistency without segregation of the constituents; also a mixture of other composition but of similar consistency.

grout, epoxy-a grout that is a mixture of ingredients consisting of an epoxy bonding system, aggregate or fillers, and possibly other materials.

grout, field-proportioned-a hydraulic-cement grout batched at the jobsite using water and predetermined portions of portland cement, aggregate, and other ingredients.

grout, hydraulic-cement-a grout which is a mixture of hydraulic cement, aggregate, water and possibly admixtures.

grout, machine-base-a grout which is used in the space between plates or machinery and the underlying foundation and which is expected to maintain essentially complete contact with the base and to maintain uniform support.

grout, sanded-grout in which fine aggregate is incorporated into the mixture.

grouting, advancing-slope-a method of grouting by which the front of a mass of grout is caused to move horizontally through preplaced aggregate by use of a suitable grout injection sequence.

grouting, closed-circuit-injection of grout into a hole intersecting fissures or voids that are to be filled at such volume and pressure that grout input to the hole is greater than the grout take of the surrounding formation, excess grout being returned to the pumping plant for recirculation.

grouting, curtain-injection of grout into a subsurface formation in such a way as to create a zone of grouted material transverse to the direction of anticipated water flow.

gun, cement-a machine for pneumatic placement of mortar or small aggregate concrete; in the "Dry Gun," water from a separate hose meets the dry material at the nozzle of the gun; with the "Wet Gun," the delivery hose conveys the premixed mortar or concrete.

gunning-act of applying shotcrete; ejection of material from nozzle and impingement on surface to be gunned.

H

hacking-the roughening of a surface by striking with a tool.

hardener-

1. a chemical (including certain fluosilicates or sodium silicate) applied to concrete floors to reduce wear and dusting; or

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

2. in a two-component adhesive or coating, the chemical component that causes the resin component to cure.

heat of hydration-heat evolved by chemical reactions with water, such as that evolved during the setting and hardening of portland cement, or the difference between the heat of solution of dry cement and that of partially hydrated cement.

heat of solution-heat evolved or absorbed when a substance is dissolved in a solvent.

heat-resistant concrete-see **concrete, heat resistant.**

heavy concrete-see **concrete, high-density.**

heavyweight concrete-see **concrete, high-density.**

high-density concrete-see **concrete, high-density.**

high-discharge mixer-see **mixer, inclined-axis.**

high-performance concrete-see **concrete, high-performance.**

high-strength concrete-see **concrete, high-strength.**

high-strength reinforcement-see **steel, high-strength.**

high-strength steel-see **steel, high-strength.**

hydrate-a chemical combination of water with another compound or element.

hydraulic cement-see **cement, hydraulic.**

I

index, plasticity-the range in water content through which a soil remains plastic; numerical difference between the liquid limit and the plastic limit.

index, pozzolanic-activity-an index that measures pozzolanic activity based on the strength of cementitious mixtures containing hydraulic cement with and without the pozzolan; or containing the pozzolan with lime.

industrialized building-the integration of planning, design, programming, manufacturing, site operations, scheduling, financing, and management into a disciplined method of mechanized production of buildings, sometimes called systems building.

inelastic deformation-see **deformation, inelastic.**

initial prestress-see **prestress, initial.**

initial-tangent modulus-see **modulus of elasticity.**

in-situ concrete-see **concrete, cast-in-place.**

insulating concrete-see **concrete, insulating.**

insulation, form-insulating material applied to the outside of forms between studs and over the top in sufficient thickness and air tightness to conserve heat of hydration to maintain concrete at required temperatures in cold weather.

insulation, roof- low-density concrete used for insulating purposes only and placed over a structural roof system.

inverted L-beam-a beam having a cross section in the shape of an inverted L.

inverted T-beam-a beam having a cross section in the shape of an inverted T.

I-section-beam cross section consisting of top and bottom flanges connected by a vertical web.

isotropy-the behavior of a medium having the same properties in all directions.

J

jack-a mechanical device used for applying force to prestressing tendons, for adjusting elevation of forms or form supports, and for raising objects small distances.

jacking device-the device used to stress the tendons for prestressed concrete; also the device for raising a vertical slipform.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

joint-a physical separation in a concrete system, whether precast or cast-in-place, including cracks if intentionally made to occur at specified locations; also the region where structural members intersect, such as a beam-column joint.

joint, cold-a joint or discontinuity resulting from a delay in placement of sufficient duration to preclude intermingling and bonding of the material in two successive lifts of concrete, mortar, or the like.

joint, construction-the surface where two successive placements of concrete meet, across which it may be desirable to achieve bond and through which reinforcement may be continuous.

joint, isolation-a separation between adjoining parts of a concrete structure, usually a vertical plane, at a designed location such as to interfere least with performance of the structure, yet such as to allow relative movement in three directions and avoid formation of cracks elsewhere in the concrete and through which all or part of the bonded reinforcement is interrupted.

(See also **joint, contraction** and **joint, expansion**.)

joint, longitudinal-a joint parallel to the length of a structure or pavement.

joint, semiflexible-a connection in which the reinforcement is arranged to permit some rotation of the joint.

jointer (concrete)-a metal tool approximately 6 in. (150 mm) long and from 2 to 4-1/2 in. (50 to 100 mm) wide and having shallow, medium, or deep bits (cutting edges) ranging from 3/16 to 3/4 in. (5 to 20 mm) or deeper used to cut a joint partly through fresh concrete.

joist-a comparatively narrow beam used in closely spaced arrangements to support floor or roof slabs (that require no reinforcement except that required for temperature and shrinkage stresses); also a horizontal structural member such as that which supports deck form sheathing.

K

kaolin-a rock, generally white, consisting primarily of clay minerals of the kaolinite group, composed principally of hydrous aluminum silicate of low iron content, used as raw material in the manufacture of white cement.

kiln-a furnace or oven for drying, charring, hardening, baking, calcining, sintering, or burning various materials.

kiln, cement-a kiln in which the ground and proportioned raw mixture is dried, calcined, and burned into clinker at a temperature of 2600 to 3000 F (1420 to 1650 C); can be of the rotary, shaft, fluid-bed, or traveling-grate type; fuel may be coal, oil, or gas.

kiln, rotary-a long steel cylinder with a refractory lining, supported on rollers so that it can rotate about its own axis, and erected with a slight inclination from the horizontal so that prepared raw materials fed into the higher end move to the lower end where fuel is blown in by air blast.

L

lateral reinforcement-see **reinforcement, lateral**.

layer, bonding-a layer of mortar, usually 1/8 to 1/2 in. (3 to 13 mm) thick, which is spread on a moist and prepared, hardened concrete surface before placing fresh concrete.

L-beam-a beam having a cross section in the shape of an L; a beam having a ledge on one side only.

L-column-the portion of a precast concrete frame comprising the column, the haunch, and part of the girder.

lean concrete-see **concrete, lean**.

lean mixture-see **concrete, lean**.

lean mortar-see **mortar, lean**.

length, development-the embedment length required to develop the design strength of a

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

reinforcement at a critical section; formerly called bond length.

length, embedment-the length of embedded reinforcement provided beyond a critical section.

length, transfer-the length from the end of the member where the tendon stress is zero, to the point along the tendon where the prestress is fully effective; also called transmission length.

lever arm-in a structural member, the distance from the center of the tensile reinforcement to the center of action of the compression zone; also the perpendicular distance of a transverse force from a point about which moment is taken.

L-head-the top of a shore formed with a braced horizontal member projecting from one side, producing an inverted L-shaped assembly.

lift slab-a method of concrete construction in which floor and roof slabs are cast on or at ground level and hoisted into position by jacking; also a slab that is a component of such construction.

lightweight aggregate-see **aggregate, lightweight.**

lightweight concrete-see **concrete, lightweight.**

limestone-a sedimentary rock consisting primarily of calcium carbonate.

limit, elastic-the limit of stress beyond which the strain is not wholly recoverable.

limit, liquid-water content, expressed as a percentage of the dry weight of the soil at which the soil passes from the plastic to the liquid state under standard test conditions.

limit, plastic-the water content at which a soil will just begin to crumble when rolled into a thread approximately 1/8 in. (3 mm) in diameter.

limit, shrinkage-the maximum water content at which a reduction in water content will not cause a decrease in volume of the soil mass.

limit, vibration-the age at which fresh concrete has hardened sufficiently to prevent its becoming mobile when subjected to vibration.

limit design-a method of proportioning reinforced-concrete members based on calculation of their strength.

linear prestressing-prestressing applied to linear members, such as beams and columns.

linear transformation-the method of altering the path of the prestressing tendon in any statically indeterminate prestressed structure by changing the location of the tendon at one or more interior supports without altering its position at the end supports and without changing the basic shape of the path between any supports; linear transformation does not change the location of the path of the pressure line.

linear-traverse method-determination of the volumetric composition of a solid by integrating the distance traversed across areas of each component along a line or along regularly spaced lines in one or more planes intersecting a sample of the solid; frequently employed to determine characteristics of the air-void system in hardened concrete by microscopical examination along a series of traverse lines on finely ground sections of the concrete; sometimes called the Rosiwal method.

load, allowable-see **load, service dead** and **load, service live.**

load, balanced-load capacity at simultaneous compressive failure of concrete and yielding of tension steel.

load, cracking-the load that causes tensile stress in a member to exceed the tensile strength of the concrete.

load, dead-a constant load that in structures is due to the mass of the members, the supported structure, and permanent attachments or accessories.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

load, design-obsolete term for factored load.

load, dynamic- a load that is variable, that is, not static, such as a moving live load, earthquake, or wind.

load, factored-load, multiplied by appropriate load factors, used to proportion members by the strength-design method.

load, live-any load that is not permanently applied to a structure; transitory load.

load, point-a load whose area of contact with the resisting body is negligible in comparison with the area of the resting body.

load, service-all loads, static or transitory, imposed on a structure, or element thereof, during operation of a facility.

load, service dead-the dead weight supported by a member.

load, service live-the live load specified by the general building code or other bridge specification, or the actual nonpermanent load applied in service.

load, shock-impact of material, such as aggregate or concrete, as it is released or dumped during placement.

load, static-the mass of a single stationary body or the combined masses of stationary bodies in a structure (such as the load of a stationary vehicle on a roadway); or, during construction, the combined mass of forms, stringers, joists, reinforcing bars, and the actual concrete to be placed.

load, ultimate-the maximum load that may be placed on a structure or structural element before its failure.

load, wheel-the portion of the gross mass of a loaded vehicle transferred to the supporting structure under a given wheel of the vehicle.

load, working-forces normally imposed on a member in service (obsolete term).

load balancing-a technique used in the design of prestressed-concrete members in which the amount and path of the prestressing is selected so that the forces imposed upon the member or structure by the prestressing counteract or balance a portion of the dead and live loads for which the member or structure must be designed.

load binder-a device used to tighten chains holding loads in place on a truck bed.

load factor-a factor by which a service load is multiplied to determine a factored load used in the strength-design method.

loading, dynamic-loading from units (particularly machinery) that, by virtue of their movement or vibration, impose stresses in excess of those imposed by their dead load.

loss, elastic-in prestressed concrete, the reduction in prestressing load resulting from the elastic shortening of the member.

loss, friction-the stress loss in a prestressing tendon resulting from friction between the tendon and duct or other device during stressing.

loss, shrinkage-reduction of stress in prestressing steel resulting from shrinkage of concrete.

loss, slump-the amount by which the slump of freshly mixed concrete changes during a period of time after an initial slump test was made on a sample or samples thereof.

loss of prestress-the reduction in the prestressing force which results from the combined effects of slip at anchorage, relaxation of steel stress, frictional loss due to curvature in the tendons, and the effects of elastic shortening, creep, and shrinkage of the concrete.

M

machine, finishing-a power-operated machine used to produce the desired surface texture on a concrete slab.

manual batcher-see **batcher manual**.

masonry-construction composed of shaped or molded units, usually small enough to be

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

handled by one person and composed of stone, ceramic brick or tile, concrete, glass, adobe, or the like.

masonry, reinforced-unit masonry in which reinforcement is embedded in such a manner that the two materials act together in resisting forces.

masonry cement-see **cement, masonry**.

mass concrete-see **concrete, mass**.

mat foundation-see **foundation, mat**.

matrix-in the case of mortar, the cement paste in which the fine aggregate particles are embedded; in the case of concrete, the mortar in which the coarse aggregate particles are embedded.

maximum size (of aggregate)-in specifications for and in description of aggregate, the smallest sieve opening through which the entire amount of aggregate is required to pass.

mechanical analysis-the process of determining particlesize distribution of an aggregate.

mechanical connection-the complete assembly of an endbearing sleeve, a coupler, or a coupling sleeve, and possiblyadditional intervening material or other components to effect connection of reinforcing bars.

member, compression-any member in which the primary stress is longitudinal compression.

membrane theory-a theory of design for thin shells, based on the premise that a shell cannot resist bending because it deflects; the only stresses that exist in any section, therefore, are shear stress and direct compression or tension.

mesh-the number of openings (including fractions thereof) per unit of length in either a screen or sieve in which theopenings are 1/4 in. (6 mm) or less.

microcracks-microscopic cracks within concrete.

microscope, scanning electron (SEM)-an electron microscope in which the image is formed by a beam operating in synchronism with an electron probe scanning the object; the intensity of the image-forming beam is proportional to the scattering or secondary emission of electrons by the specimen where the probe beam strikes it.

mix design-see **mixture proportioning**.

mixer-a machine used for blending the constituents of concrete, grout, mortar, cement paste, or other mixture.

mixer, batch-a machine that mixes batches of either concrete or mortar.

mixer, inclined-axis-a truck with a revolving drum that rotates about an axis inclined to the bed of the truck chassis.

mixer, open-top-a truck-mounted mixer consisting of a trough or a segment of a cylindrical mixing compartment within which paddles or blades rotate about the horizontal axis of the trough.

mixer, truck-a concrete mixer suitable for mounting on a truck chassis and capable of mixing concrete in transit.

mixing, dry-blending of the solid materials for mortar or concrete before adding the mixing water.

mixing plant-see **batch plant** (preferred term).

mixing time-the period during which the constituents of a batch of concrete are mixed by a mixer; for a stationary mixer, time is given in minutes from the completion of mixer charging until the beginning of discharge; for a truck mixer, time is given in total minutes at a specified mixing speed or expressed in terms of total revolutions at a specified mixing speed.

mixture-the assembled, blended, commingled ingredients of mortar, concrete, or the like; or the proportions for their assembly.

mixture proportion-the proportions of ingredients that make the most economical use

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

of available materials to produce mortar or concrete of the required properties.

modular ratio-the ratio of modulus of elasticity of steel E_s to that of concrete E_c; usually denoted by the symbol n.

module-any in a series of standardized units for use together in erecting a structure.

modulus, initial-tangent-see **modulus of elasticity**.

modulus, secant-see **modulus of elasticity**.

modulus, section-a term pertaining to the cross section of a flexural member; the section modulus with respect to either principal axis is the moment of inertia with respect to that axis divided by the distance from that axis to the most remote point of the tension or compression area of the section, as required; the section modulus is used to determine the flexural stress in a beam.

modulus, shear-see **modulus of rigidity**.

modulus, sonic-see **modulus of elasticity, dynamic**.

modulus, subgrade-see **coefficient of subgrade reaction**.

modulus, tangent-see **modulus of elasticity**.

modulus, Young's-see **modulus of elasticity**

modulus of elasticity-the ratio of normal stress to corresponding strain for tensile or compressive stress below the proportional limit of the material; also referred to as elastic modulus, Young's modulus, and Young's modulus of elasticity; denoted by the symbol E.

Note: few materials conform to Hooke's law throughout the entire range of stress-strain relations; deviations therefrom are caused by inelastic behavior. If the deviations aresignificant, the slope of the tangent to the stress-strain curve at the origin, the slope of the tangent to the stressstrain curve at any given stress, the slope of the secant drawn from the origin to any specified point on the stressstrain curve, or the slope of the chord connecting any two specified points on the stress-strain curve, may be considered as the modulus; in such cases, the modulus is designated, respectively, as the initial tangent modulus, the tangent modulus, the secant modulus, or the chord modulus, and the stress stated. The modulus is expressed as force per unit of area (for example, psi or Pa).

modulus of elasticity, dynamic-the modulus of elasticity computed from the size, weight, shape, and fundamental frequency of vibration of a concrete test specimen, or from pulse velocity.

modulus of elasticity, static-the value of Young's modulus of elasticity obtained by arbitrary criteria from measured stress-strain relationships derived from other than dynamic loading.

modulus of rupture-a measure of the load-carrying capacity of a beam and sometimes referred to as rupture modulus or rupture strength; it is calculated for apparent tensile stress in the extreme fiber of a transverse test specimen under the load that produces rupture.

Note: the actual stress in the extreme fiber is less than the apparent stress since the flexure formula employed in the calculation is valid only for stresses within the proportional limit of the material; nevertheless, the nominal rupture strength so obtained is considered the rupture modulus.

moisture content of aggregate-the ratio, expressed as a percentage, of the mass of water in a given granular mass to the dry weight of the mass.

moisture content of concrete masonry unit-the amount of water contained in the hardened concrete at the time of sampling and expressed as a percentage of its capacity for total absorption.

moment-the colloquial expression for the more descriptive term, bending moment.

moment, bending-the bending effect at any section of a structural element; it is equal to the

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

algebraic sum of the moments of the vertical and horizontal forces, with respect to the centroidal axis of a member, acting on a freebody of the member.

moment, negative-a condition of flexure in which top fibers of a horizontally placed member, or external fibers of a vertically placed exterior member, are subjected to tensile stresses.

moment, positive-a condition of flexure in which, for a horizontal simply supported member, the deflected shape is normally considered to be concave downward and the top fibers subjected to compression stresses; for other members and other conditions consider positive and negative as relative terms.

Note: for structural design and analysis, moments may be designated as positive or negative with satisfactory results as long as the sign convention adopted is used consistently.

moment, secondary-in statically indeterminate structures, the additional moments caused by deformation of the structure due to the applied forces; in statically indeterminate prestressed-concrete structures, the additional moments caused by the use of a nonconcordant prestressing tendon.

moment, ultimate-obsolete term; see **strength, flexural.**

moment distribution-a method of structural analysis for continuous beams and rigid frames whereby successive converging corrections are made to an assumed set of moments until the desired precision is obtained; also known as the Hardy Cross method.

mortar-a mixture of cement paste and fine aggregate; in fresh concrete, the material occupying the interstices among particles of coarse aggregate; in masonry construction, joint mortar may contain masonry cement, or may contain hydraulic cement with lime (and possibly other admixtures) to afford greater plasticity and workability than are attainable with standard portland cement mortar.

mushroom system of flat-slab construction-a four-way reinforced-concrete girderless floor slab in which the column reinforcing bars are bent down into the slab around the column head in radial directions and additional reinforcing bars are bent into rings laid upon the radials, thus forming a spider web to provide additional reinforcement at the column head and to support the slab steel; mushroom designs of the true flat-slab type do not involve drop panels around the capitals of the columns.

N

natural cement-see **cement, natural.**

natural pozzolan-see **pozzolan, natural.**

natural sand-see **sand, natural.**

negative moment-see **moment, negative.**

negative reinforcement-see **reinforcement, negative.**

net mixing water-see **water, mixing.**

neutral axis-see **axis, neutral.**

nominal flexural strength-see **strength, nominal flexural.**

nominal shear strength-see **strength, nominal shear.**

nominal size-see **nominal maximum size (of aggregate).**

nominal strength-see **strength, nominal.**

nonbearing wall-see **wall, nonbearing.**

noncombustible-any material that neither ignites nor supports combustion in air when exposed to fire.

nonprestressed reinforcement-see **reinforcement, nonprestressed.**

nonstructural reinforcement-see **reinforcement,**

normal cement-see **cement, normal.**

normal portland cement-see **cement, normal.**

normal stress-see **stress, normal.**

normalweight aggregate-see **aggregate, normalweight.**

normalweight concrete-see **concrete, normalweight.**

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

O

one-way system-see **system, one-way**.

overvibration-excessive use of vibrators during placement of freshly mixed concrete, causing segregation, stratification, and excessive bleeding.

owner-the corporation, association, partnerships, individual, or public body or authority with whom the contractor enters into an agreement and for whom the work is provided.

P

packaged concrete, mortar, grout-mixtures of dry ingredients in packages, requiring only the addition of water to produce concrete, mortar, or grout.

paint, cement-a paint consisting generally of white portland cement and water, pigments, hydrated lime, water repellents, or hygroscopic salts.

paint, cold-water-a paint in which the binder or vehicle portion is composed of latex, casein, glue, or some similar material dissolved or dispersed in water.

panel-

1. a section of form sheathing, constructed from boards, plywood, metal sheets, etc., that can be erected and stripped as a unit; and
2. a concrete member, usually precast, rectangular in shape, and relatively thin with respect to other dimensions.

panel, solid-a solid slab, usually of constant thickness.

pavement (concrete)-a layer of concrete on such areas as roads, sidewalks, canals, playgrounds, and those used for storage or parking.

percentage of reinforcement-the ratio of cross-sectional area of reinforcing steel to the effective cross-sectional area of a member, expressed as a percentage.

permeability to water, coefficient of-the rate of discharge of water under laminar flow conditions through a unit cross-sectional area of a porous medium under a unit hydraulic gradient and standard temperature conditions, usually 20 C.

phi (ϕ) factor-see **factor, strength-reduction.**

pier-isolated foundation member of either plain or reinforced concrete.

pier, drilled-a concrete pier with or without a casing, castin-place in a hole previously bored in soil or rock.

pile-a timber, concrete, or steel structural element, driven, jetted, or otherwise embedded on end in the ground for the purpose of supporting a load or compacting the soil.

pile, bored-see **pier, drilled**.

pile, caisson-a cast-in-place pile made by driving a tube, excavating it, and filling the cavity with concrete.

pile, cast-in-place-a concrete pile concreted either with or without a casing in its permanent location, as distinguished from a precast pile.

pile, composite-a pile made up of different materials, usually concrete and wood, or steel fastened together end to end, to form a single pile.

pile, concrete-see **pile, cast-in-place** and **pile, precast**.

pile, friction-a load-bearing pile that receives its principal vertical support from skin friction between the surface of the buried pile and the surrounding soil.

pile, pipe- a steel cylinder, usually between 10 and 24 in. (250 and 600 mm) in diameter, generally driven with open ends to firm bearing and then excavated and filled with concrete.

pile, precast-a reinforced pile manufactured in a casting plant or at the site but not in its final position.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

pile, sheet-a pile in the form of a plank driven in close contact or interlocking with others to provide a tight wall to resist the lateral pressure of water, adjacent earth, or other materials; may be tongued and grooved if made of timber or concrete and interlocking if made of metal.

pile cap-see **cap, pile**.

pipe column-see **column, pipe**.

placement-the process of placing and consolidating concrete; a quantity of concrete placed and finished during a continuous operation; inappropriately referred to as pouring.

placing-the deposition, distribution, and consolidation of freshly mixed concrete in the place where it is to harden; inappropriately referred to as pouring.

plain concrete-see **concrete, plain**.

plain masonry -see **masonry, plain**.

plaster-a cementitious material or combination of cementitious material and fine aggregate that, when mixed with a suitable amount of water, forms a plastic mass or paste that when applied to a surface, adheres to it and subsequently hardens, preserving in a rigid state the form or texture imposed during the period of plasticity; also the placed and hardened mixture.

plastic-possessing plasticity, or possessing adequate plasticity.

plastic centroid-centroid of the resistance to load computed for the assumptions that the concrete is stressed uniformly to 85% of its design strength, and the steel is stressed uniformly to its specified yield point.

plastic cracking-see **cracking, plastic**.

plastic deformation-see **deformation, inelastic**.

plastic limit-see **limit, plastic**.

plasticity-a complex property of a material involving a combination of qualities of mobility and magnitude of yield value; the property of freshly mixed cement paste, concrete, or mortar that determines its resistance to deformation or ease of molding.

plasticity index-see **index, plasticity**.

plasticizer-a material that increases the plasticity of a fresh cement paste, mortar, or concrete.

plate-

1. in formwork for concrete: a flat, horizontal member either at the top or bottom, or both, of studs or posts; a mud sill if on the ground ; and
2. in structural design: a member, the depth of which is substantially less than its length and width.

plate, deformed-a flat piece of metal, thicker than 1/4 in. (6 mm), having horizontal deformations or corrugations; used in construction to form a vertical joint and provide a mechanical interlock between adjacent sections.

plate, flat-a flat slab without column capitals or drop panels.

Poisson's ratio-see **ratio, Poisson's**.

polyester-one of a large group of synthetic resins, mainly produced by reaction of dibasic acids with dihydroxy alcohols; commonly prepared for application by mixing with a vinyl-group monomer and free-radical catalysts at ambient temperatures and used as binders for resin mortars and concretes, fiber laminates (mainly glass), adhesives, and the like.

polymer-the product of polymerization; more commonly a rubber or resin consisting of large molecules formed by polymerization.

polymer concrete-see **concrete, polymer**.

polymerization-the reaction in which two or more molecules of the same substance combine to form a compound containing the same elements and in the same proportions but of higher molecular weight.

porosity-the ratio, usually expressed as a percentage of the volume of voids in a material

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

to the total volume of the material including the voids.

portland cement-see **cement, portland**.

portland-cement clinker-see **clinker, portland-cement**.

portland-cement concrete-see **concrete**.

positive moment-see **moment, positive**.

positive reinforcement-see **reinforcement, positive**.

post-vertical formwork member used as a support; also known as shore, prop, or jack.

post-tensioning-a method of prestressing reinforced concrete in which tendons are tensioned after the concrete has hardened.

pozzolan-a siliceous or siliceous and aluminous material that in itself possesses little or no cementitious value but that will, in finely divided form and in the presence of moisture, chemically react with calcium hydroxide at ordinary temperatures to form compounds having cementitious properties; there are both natural and artificial pozzolans.

pozzolan, natural-a raw or calcined natural material that has pozzolanic properties (for example, volcanic tuffs or pumicites, opaline cherts and shales, clays, and diatomaceous earths).

pre-post-tensioning-a method of fabricating prestressed concrete in which some of the tendons are pretensioned and a portion of the tendons are post-tensioned.

preservation-the process of maintaining a structure in its present condition and arresting further deterioration. (See also **rehabilitation**; **repair**; and **restoration**.)

prestress-to place a hardened concrete member or an assembly of units in a state of compression before application of service loads; the stress developed by prestressing, such as by pretensioning or post-tensioning.

prestress, effective-the prestressing force at a specific location in a prestressed-concrete member under the effects of service dead load or total service load after losses of prestress have occurred.

prestressed concrete-see **concrete, prestressed**.

prestressing steel-see **steel, prestressing**.

pretensioning-a method of prestressing reinforced concrete in which the tendons are tensioned before the concrete has hardened.

pretensioning bed (or bench)-the casting bed on which pretensioned members are manufactured and which resists the pretensioning force prior to release.

principal stress-see **stress, principal**.

probabilistic design-see **design, probabilistic**.

probe, penetration-a device for obtaining a measure of the resistance of concrete to penetration; customarily determined by the distance that a steel pin is driven into the concrete from a special gun by a precisely measured explosive charge.

proportion-to select proportions of ingredients to make the most economical use of available materials to produce mortar or concrete of the required properties.

protection period-the required time during which the concrete is maintained at or above a specific temperature to prevent freezing of the concrete or ensure the necessary strength of development.

pumping (of pavements)-the ejection of water, or water and solid materials, such as clay or silt, along transverse or longitudinal joints and cracks, and along pavement edges caused by downward slab movement activated by the passage of loads over the pavement after the accumulation of free water on or in the base course, subgrade, or subbase.

punching shear-failure of a base or slab when a heavily loaded column punches a hole through it.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

punching shear stress-shear stress calculated by diving the load on the slab that is transferred to the column by the product of the perimeter and the thickness of the base or cap or by the product of the perimeter taken at 1/2 the slab thickness away from the column and the thickness of the base or cap.

Q

quality assurance-actions taken by an owner or representative to provide and document assurance that what is being done and what is being provided are in accordance with the applicable standards of good practice and following the contract documents for the work.

quality control-actions taken by a producer or contractor to provide and document control over what is being done and what is being provided so that the applicable standards of good practice and the contract documents for the work are followed.

R

ratio, aggregate-cement-the ratio of cement to total aggregate, either by mass or volume.

ratio, Poisson's-the absolute value of the ratio of transverse (lateral) strain to the corresponding axial (longitudinal) strain resulting from uniformly distributed axial stress below the proportional limit of the material; the value will average approximately 0.2 for concrete and 0.25 for most metals.

ready-mixed concrete-see **concrete, ready-mixed.**

rehabilitation-the process of repairing or modifying a structure to a desired useful condition.

reinforced concrete-see **concrete, reinforced.**

reinforced masonry-see **masonry, reinforced.**

reinforcement-bars, wires, strands, or other slender members that are embedded in concrete in such a manner that they and the concrete act together in resisting forces.

reinforcement bar-see **reinforcement.**

reinforcement, cold-drawn wire-steel wire made from rods that have been hot rolled from billets colddrawn through a die; for concrete reinforcement of a diameter not less than 0.080 in. (2 mm) nor greater than 0.625 in. (16 mm).

reinforcement, cold-worked steel-steel bars or wires that have been rolled, twisted, or drawn at normal ambient temperatures.

reinforcement, compression-reinforcement designed to carry compressive stresses.

reinforcement, corner-metal reinforcement for plaster at reentrant corners to provide continuity between two intersecting planes; or concrete reinforcement used at wall intersections or near corners of square or rectangular openings in walls, slabs, or beams.

reinforcement, crack-control-reinforcement in concrete construction designed to minimize opening of cracks, often effective in limiting them to uniformly distributed small cracks.

reinforcement, deformed-metal bars, wire, or fabric with a manufactured pattern of surface ridges that provide a locking anchorage with surrounding concrete.

reinforcement, distribution-bar-small diameter bars, usually at right angles to the main reinforcement, intended to spread a concentrated load on a slab and to prevent cracking.

reinforcement, edge-bar-tension steel sometimes used to strengthen otherwise inadequate edges in a slab without resorting to edge thickening.

reinforcement, four-way-a system of reinforcement in flat-slab construction comprising bands of bars parallel to two adjacent edges and also to both diagonals of a rectangular slab.

reinforcement, high-strength-see **steel, high-strength.**

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

reinforcement, lateral-transverse reinforcement, usually applied to ties, hoops, and spirals in columns or column-like members.

reinforcement, longitudinal-reinforcement parallel to the length of a concrete member or pavement.

reinforcement, mesh-see **fabric, welded-wire** and **reinforcement, welded-wire fabric**.

reinforcement, negative-steel reinforcement for negative moment.

reinforcement, nonprestressed-reinforcing steel, not subjected to either pretensioning or post-tensioning.

reinforcement, nonstructural-see **reinforcement, temperature**.

reinforcement, positive-reinforcement for positive moment.

reinforcement, shear-reinforcement designed to resist shear or diagonal tension stresses.

reinforcement, shrinkage-reinforcement designed to resist shrinkage stresses in concrete.

reinforcement, spiral-continuously wound reinforcement in the form of a cylindrical helix.

reinforcement, temperature-reinforcement designed to carry stresses resulting from temperature changes; also the minimum reinforcement for areas of members that are not subjected to primary stresses or necessarily to temperature stresses.

reinforcement, tension-reinforcement designed to carry tensile stresses such as those in the bottom of a simple beam.

reinforcement, transverse-reinforcement at right angles to the longitudinal reinforcement.

reinforcement, two-way-reinforcement arranged in bands of bars at right angles to each other.

reinforcement, web-reinforcement placed in a concrete member to resist shear and diagonal tension.

reinforcement, welded-reinforcement joined together by welding.

reinforcement, welded-wire fabric-welded-wire fabric in either sheets or rolls, used to reinforce concrete.

reinforcement displacement-movement of reinforcing steel from its specified position in the forms.

reinforcement ratio-ratio of the effective area of the reinforcement to the effective area of the concrete at any section of a structural member.

repair-to replace or correct deteriorated, damaged, or faulty materials, components, or elements of a structure.

required strength-see **strength, required**.

resistance, abrasion-ability of a surface to resist being worn away by rubbing and friction.

resistance, fire-the property of a material or assembly to withstand fire or give protection from it; as applied to elements of buildings, it is characterized by the ability to confine a fire or, when exposed to fire, to continue to perform a given structural function, or both.

resistance, penetration-the resistance, usually expressed in lb/in.2 (psi) or megapascals (MPa), of either mortar or cement paste to penetration by a plunger or needle under standard conditions, such as to determine time of setting.

restoration-the process of re-establishing the materials, form, and appearance of a structure to those of a particular era of the structure.

revibration-one or more applications of vibration to fresh concrete after completion of placing and initial consolidation but preceding initial setting of the concrete.

rheology-the science dealing with flow of materials, including studies of deformation of hardened concrete, the handling and placing of freshly mixed concrete, and the behavior of slurries, pastes, and the like.

rich mixture-a concrete mixture containing a high proportion of cement.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

rigidity, flexural-a measure of stiffness of a member, indicated by the product of modulus of elasticity and moment of inertia divided by the length of the member.

roller-compacted concrete-see **concrete, roller-compacted**.

roller compaction-a process for compacting concrete using a roller, often a vibratory roller.

rolling-the use of heavy metal or stone rollers on terrazzo topping to extract excess matrix.

runway-decking over the area of concrete placement, usually of movable panels and supports, on which buggies of concrete travel to points of placement.

rupture modulus-see **modulus of rupture**.

rupture strength-see **modulus of rupture**.

S

sample-either a group of units or portion of material taken, respectively, from a larger collection of units or a larger quantity of material, that serves to provide information that can be used as a basis for action on the larger collection or quantity or on the production process; the term is also used in the sense of a sample of observations.

sample, composite-sample obtained by blending two or more individual samples of a material.

sampling, continuous-sampling without interruptions throughout an operation or for a predetermined time.

sampling plan-

1. a procedure that specifies the number of units of product from a lot that is to be inspected to establish acceptability of the lot; and
2. a prearranged program stipulating locations and procedures for securing samples of a material for testing purposes, for example, as concrete in construction or aggregates in a quarry, pit, or stockpile.

sand, standard-silica sand, composed almost entirely of naturally rounded grains of nearly pure quartz, used for preparing mortars in the testing of hydraulic cements.

Note: standard sand is produced in two gradings.

sand, stone-fine aggregate resulting from the mechanical crushing and processing of rock.

sand-coarse aggregate ratio-ratio of fine-to-coarse aggregate in a batch of concrete, by mass or by volume.

sandstone-a cemented or otherwise indurated sedimentary rock composed predominantly of sand grains.

saturation-

1. in general: the condition of coexistence in stable equilibrium of either a vapor and a liquid or a vapor and solid phase of the same substance at the same temperature; and
2. as applied to aggregate or concrete: the condition such that no more liquid can be held or placed within it.

scanning electron microscope-see **microscope, (SEM)**.

scanning electron (SEM).

Schmidt hammer-see **hammer, rebound**.

section modulus-see **modulus, section**.

segmental member-see **member, segmental**.

separation-the tendency, as concrete is caused to pass from the unconfined ends of chutes or conveyor belts or similar arrangements, for coarse aggregate to separate from the concrete and accumulate at one side; the tendency, as processed aggregate leaves the ends of conveyor belts, chutes, or similar devices with confining sides, for the larger aggregate to separate from the mass and accumulate at one side; or the tendency for the solids to separate from the water by gravitational settlement.

settlement-sinking of solid particles in grout, mortar, or fresh concrete, after placement and before initial set.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

settlement shrinkage-see **shrinkage, settlement**.

settling-the lowering in elevation of sections of pavement or structures due to their mass, the loads imposed on them, or shrinkage or displacement of the support.

shear-an internal force tangential to the plane on which it acts.

shear modulus-see **modulus of rigidity**.

shear reinforcement-see **reinforcement, shear**.

shear strength-see **strength, shear**.

shear stress-see **stress, shear**.

shearwall-a wall portion of a structural frame intended to resist lateral forces, such as earthquake, wind, and blast, acting in the plane of the wall.

sheet pile-see **pile, sheet**.

short column-see **column, short**.

shotcrete-mortar or concrete pneumatically projected at high velocity onto a surface; also known as air-blown mortar, pneumatically applied mortar or concrete, sprayed mortar, and gunned concrete.

shotcrete, dry-mix-shotcrete in which most of the mixing water is added at the nozzle.

shotcrete, wet-mix-shotcrete in which the ingredients, including water, are mixed before introduction into the delivery hose; accelerator, if used, is normally added at the nozzle.

shrinkage-decrease in either length or volume.

Note: may be restricted to the effects of moisture content or chemical changes.

shrinkage, settlement-a reduction in volume of concrete before the final set of cementitious mixtures, caused by settling of the solids and displacement of fluids.

shrinkage reinforcement-see **reinforcement, shrinkage**.

slab-a molded layer of plain or reinforced concrete, flat, horizontal (or nearly so), usually of uniform but sometimes of variable thickness, either on the ground or supported by beams, columns, walls, or other framework.

slab, flat-a concrete slab reinforced in two or more directions and having drop panels, column capitals or both.

slab-on-grade-a slab, continuously supported by ground, whose total loading when uniformly distributed would impart a pressure to the grade or soil that is less than 50% of the allowable bearing capacity thereof; the slab may be of uniform or variable thickness, and it may include stiffening elements such as ribs or beams; the slab may be plain, reinforced, or prestressed concrete; reinforcement or prestressing steel may be provided to accommodate the effects of shrinkage and temperature or structural loading.

slender beam-see **beam, slender**.

slender column-see **column, slender**.

slenderness ratio-the effective unsupported length of a uniform column divided by the least radius of gyration of the cross-sectional area.

slipform-a form that is pulled or raised as concrete is placed; may move in a generally horizontal direction to lay concrete evenly for highway paving or on slopes and inverts of canals, tunnels, and siphons; or may move vertically to form walls, bins, or silos.

soil cement-a mixture of soil and measured amounts of portland cement and water, compacted to a high density.

soil stabilization-chemical or mechanical treatment designed to either increase or maintain the stability of a mass of soil or otherwise to improve its engineering properties.

span-depth ratio-the numerical ratio of total span-tomember depth.

span, effective-the lesser of the two following distances:

a) the distance between supports; or

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

b) the clear distance between supports plus the effective depth of the beam or slab.

span length-see **span, effective**.

specific gravity factor-the ratio of the mass of aggregates (including moisture), as introduced into the mixer, to the effective volume displaced by the aggregates.

specification (in ASTM)-an explicit set of requirements to be satisfied by a material, product, system, or service.

specimen-a piece or portion of a sample used to make a test.

spiral reinforcement-see **reinforcement, spiral**.

spirally reinforced column-see **column, spirally reinforced**.

splice-connection of one reinforcing bar to another by lapping, welding, mechanical couplers, or other means; connection of welded-wire fabric by lapping; connection of piles by mechanical couplers.

splice, contact-a means of connecting reinforcing bars in which the bars are lapped and in direct contact.

splice, lap-a connection of reinforcing steel made by lapping the ends of bars.

splice, welded-butt-a reinforcing bar splice made by welding the butted ends.

spread footing-a generally rectangular prism of concrete, larger in lateral dimensions than the column or wall it supports, to distribute the load of a column or wall to the subgrade.

stabilizer-a substance that makes either a solution or suspension more stable, usually by keeping particles from precipitating.

steel, billet-steel, either produced directly from ingots or continuously cast, made from properly identified heats of open-hearth, basic oxygen, or electric-furnace steel, or lots of acid Bessemer steel, and conforming to specified limits of chemical composition.

steel, high-strength-steel with a high yield point; in the case of reinforcing bars, 60,000 psi (414 MPa) and greater.

steel, prestressing-high-strength steel used to prestress concrete; commonly seven-wire strands, single wires, bars, rods, or groups of wires or strands.

steel sheet-cold-formed sheet or strip steel shaped as a structural member for the purpose of carrying the live and dead loads in lightweight concrete roof construction.

stiffness-resistance to deformation.

stiffness factor-see **factor, stiffness**.

stirrup-reinforcement used to resist shear and diagonal tension stresses in a structural member; typically a steel bar bent into a U or box shape and installed perpendicular to or at an angle to the longitudinal reinforcement, and properly anchored; lateral reinforcement formed of individual units, open or closed, or of continuously wound reinforcement.

straight-line theory-an assumption in reinforced concrete analysis according to which the strains and stresses in a member under flexure are assumed to vary in proportion to the distance from the neutral axis.

strain-the change in length, per unit of length, in a linear dimension of a body; a dimensionless quantity that may be measured conveniently in percent, in inches per inch, in millimeters per millimeters, but preferably in millionths.

strain, unit-deformation of a material expressed as the ratio of linear unit deformation to the distance within which that deformation occurs.

strength-a generic term for the ability of a material to resist strain or rupture induced by external forces.

strength, compressive-the measured maximum resistance of a concrete or mortar specimen to axial compressive loading; expressed as force per unit crosssectional area;

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

or the specified resistance used in design calculations.

strength, design-nominal strength of a member multiplied by a strength-reduction (ϕ) factor.

strength, flexural-the property of a material or a structural member that indicates its ability to resist failure in bending; in concrete flexural members, the stress at which a section reaches its maximum usable bending capacity; for under-reinforced concrete flexural members, the stress at which the compressive strain in the concrete reaches 0.003; for over-reinforced concrete flexural members, the stress at which the compressive stress reaches 85% of the cylinder strength of the concrete; for unreinforced-concrete members, the stress at which the concrete tensile strength reaches the modulus of rupture.

strength, nominal-strength of a member or cross section calculated in accordance with provisions and assumptions of the strength design method before application of any strength-reduction (ϕ) factor.

strength, nominal flexural-the flexural strength of a member or cross section calculated in accordance with provisions and assumptions of the strength-design method before application of any strength-reduction (ϕ) factor.

strength, nominal shear-the shear strength of a member or cross section calculated in accordance with provisions and assumptions of the strength-design method before application of any strength-reduction (ϕ) factor.

strength, required-strength of a member or cross section required to resist factored loads or related internal moments and forces in such combinations as are stipulated in the applicable code or specification.

strength, shear-the maximum shearing stress a flexural member can support at a specific location as controlled by the combined effects of shear forces and bending moment.

strength, tensile-maximum unit stress that a material is capable of resisting under axial tensile loading; based on the cross-sectional area of the specimen before loading.

strength, ultimate-an obsolete term; see **strength, nominal**.

strength, yield-the engineering stress at which a material exhibits a specific limiting deviation from the proportionality of stress to strain.

strength-design method-a design method that requires service loads to be increased by specified load factors and computed nominal strengths to be reduced by the specified phi (ϕ) factors.

strength-reduction factor-see **factor, strength-reduction.**

stress-intensity of internal force (that is, force per unit area) exerted by either of two adjacent parts of a body on the other across an imagined plane of separation; when the forces are parallel to the plane, the stress is called shear stress; when the forces are normal to the plane, the stress is called normal stress; when the normal stress is directed toward the part on which it acts, it is called compressive stress; when the normal stress is directed away from the part on which it acts, it is called tensile stress.

stress, allowable-maximum permissible stress used in the design of members of a structure and based on a factor of safety against rupture or yielding of any type.

stress, compressive-see **stress.**

stress, effective-see **prestress, effective.**

stress, mean-the average of the maximum and minimum stress in one cycle of fluctuating loading (as in a fatigue test); tensile stress is considered positive and compressive stress, negative.

stress, normal- the stress component that is perpendicular to the plane on which the force is applied; designated tensile if the force is directed away from the plane and compressive if the force is directed toward the plane.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

stress, principal-maximum and minimum stresses at any point acting at right angles to the mutually perpendicular planes of zero shearing stress, which are designated as the principal planes.

stress, proof-stress applied to materials sufficient to produce a specified permanent strain; a specific stress to which some types of tendons are subjected in the manufacturing process as a means of reducing the deformation of anchorage, reducing the relaxation of steel, or ensuring that the tendon is sufficiently strong.

stress, shear-the stress component acting tangentially to a plane.

stress, temperature-stress in a structure or a member due to changes or differentials in temperature in the structure or member.

stress, temporary-a stress that may be produced in a precast-concrete member or in a component of a precast-concrete member during fabrication or erection, or in cast-in-place concrete structures due to construction or test loadings.

stress, torsional-the shear stress on a transverse cross section resulting from a twisting action.

stress, ultimate shear-see **strength, shear**.

stress, working-maximum permissible design stress using working-stress design methods.

stress corrosion-corrosion of a metal either initiated or accelerated by stress.

stress-strain diagram-a diagram in which corresponding values of stress and strain are plotted against each other; values of stress are usually plotted as ordinates (vertically) and values of strain as abscissas (horizontally).

stresses, initial-the stresses occurring in prestressed-concrete members before any losses occur.

structural concrete-see **concrete, structural**.

substructure -all of that part of a structure below grade.

system, one-way-the arrangement of steel reinforcement within a slab that presumably bends in only one direction.

system, two-way-a system of reinforcement; bars, rods, or wires placed at right angles to each other in a slab and intended to resist stresses due to bending of the slab in two directions.

International System (SI).

T

tangent modulus-see **modulus of elasticity**.

T-beam-a beam composed of a stem and a flange in the form of a T.

temperature, heat-deflection-the temperature at which a plastic material has an arbitrary deflection when subjected to an arbitrary load and test condition; this is an indication of the glass-transition temperature.

temperature, steel-see **reinforcement, temperature**.

temperature cracking-see **cracking, temperature**.

temperature reinforcement-see **reinforcement, temperature**.

temperature stress-see **stress, temperature**.

template-a thin plate or board frame used as a guide in positioning or spacing form parts, reinforcement, or anchors; also a full-size mold, pattern, or frame, shaped to serve as a guide in forming or testing contour or shape.

temporary stress-see **stress, temporary**.

tendon-a steel element, such as wire, cable, bar, rod, strand, or a bundle of such elements, primarily used in tension to impart compressive stress to concrete.

tendon, bonded-a prestressing tendon that is bonded to the concrete either directly or through grouting.

tendon, eccentric-a prestressing tendon that follows a trajectory not coincident with the gravity axis of the concrete member.

tensile strength-see **strength, tensile**.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

tensile strength, splitting-tensile strength of concrete determined by a splitting tensile test.

tension reinforcement-see **reinforcement, tension**.

test-a trial, examination, observation, or evaluation used as a means of measuring either a physical or a chemical characteristic of a material, or a physical characteristic of either a structural element or a structure.

test, compression-test made on a test specimen of mortar or concrete to detemrine the compressive strength; in the U.S., unless otherwise specified, compression tests of mortars are made on 2 in. (50 mm) cubes and compression tests of concrete are made on cylinders 6 in. (152 mm) in diameter and 12 in. (305 mm) high.

testing machine-a device for applying test conditions and ccurately measuring results.

texture-the pattern or configuration apparent in an exposed surface, as in concrete and mortar, including roughness, streaking, striation, or departure from flatness.

texturing-the process of producing a special texture on either unhardened or hardened concrete.

T-head-in precast framing, a segment of girder crossing the top of an interior column; also the top of a shore formed with a braced horizontal member projecting on two sides forming a T-shaped assembly.

thermal expansion-expansion caused by increase in temperature.

thermal movement-change of dimension of concrete or masonry resulting from change of temperatures.

thermal resistance-see **resistance, thermal**.

thermal stress-see **stress, temperature**.

thermoplastic-becoming soft when heated and hard when cooled.

thin-shell precast-precast concrete characterized by thin slabs and web sections. (See also **construction, shell**.)

tie, form-a mechanical connection in tension used to prevent concrete forms from spreading due to the fluid pressure of fresh concrete.

tied column-see **column, tied**.

tilt-up-a construction technique for casting concrete elements in a horizontal position at the jobsite and then tilting them to their final position in a structure.

time-dependent deformation-see **deformation, time-dependent**.

tolerance-

1. the permitted variation from a given dimension or quantity;
2. the range of variation permitted in maintaining a specified dimension; and
3. a permitted variation from location or alignment.

torsional stress-see **stress, torsional**.

transfer-the act of transferring the stress in prestressing tendons from the jacks or pretensioning bed to the concrete member.

triaxial compression test-a test in which a specimen is subjected to a confining hydrostatic pressure and then loaded axially to failure.

triaxial test-a test in which a specimen is subjected simultaneously to lateral and axial loads.

truck-mixed concrete-see **concrete, transit-mixed**.

truck mixer-see **mixer, truck**.

tunnel lining-a structural system of concrete, steel, or other materials to provide support for a tunnel for exterior loads, to reduce water seepage, or to increase flow capacity.

two-way reinforced footing-a footing having reinforcement in two directions generally perpendicular to each other.

two-way reinforcement-see **reinforcement, two-way**.

two-way system-see **system, two-way**.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

U

ultimate-design resisting moment-the moment at which a reinforced-concrete section reaches its usable flexural strength, commonly accepted for under-reinforced concrete flexural members to be the bending moment at which the concrete compressive strain equals 0.003; an obsolete term.

ultimate load-see **load, ultimate.**

ultimate moment-an obsolete term; see **strength, nominal**

flexural.

ultimate shear strength-an obsolete term; see **strength,**

nominal shear.

ultimate strength-an obsolete term; see **strength, nominal.**

ultimate-strength design-see **strength-design method.**

ultrasonic-pertaining to mechanical vibrations having a frequency greater than approximately 20,000 Hz.

unreinforced concrete-see **concrete, plain.**

unit masonry-see **masonry, unit.**

unit strain-see **strain, unit.**

unit water content-the quantity of water per unit volume of freshly mixed concrete, often expressed as lb or gal./yd3; the quantity of water on which the water-cement ratio is based, not including water absorbed by the aggregate.

unit weight-deprecated term; see **density.**

V

vacuum concrete-see **concrete, vacuum.**

vacuum saturation-see **saturation, vacuum.**

variation-see **coefficient of variation and standard deviation.**

vehicle-liquid carrier or binder of solids.

velocity, pulse-the velocity at which compressional waves are propagated through a medium.

velocity, settling- the terminal rate of fall of a particle through a fluid as induced by gravity or other external force; the rate at which frictional drag balances the accelerating force (or the external force).

vibration-energetic agitation of freshly mixed concrete during placement by mechanical devices, either pneumatic or electric, that create vibratory impulses of moderately high frequency to assist in consolidating the concrete in the form or mold.

1. external vibration employs vibrating devices attached at strategic positions on the forms and is particularly applicable to manufacture of precast items and for vibration of tunnel-lining forms; in manufacture of concrete products, external vibration or impact may be applied to a casting table;
2. internal vibration employs one or more vibrating elements that can be inserted into the fresh concrete at selected locations, and is more generally applicable to in-place construction; and
3. surface vibration employs a portable horizontal platform on which a vibrating element is mounted.

vibration limit-see **limit, vibration.**

vibrator-an oscillating machine used to agitate fresh concrete so as to eliminate gross voids, including entrapped air but not entrained air, and to produce intimate contact with form surfaces and embedded materials.

vibrator, spud-a vibrator, having a vibrating casing or a vibrating head, used to consolidate freshly placed concrete by insertion into the mass.

vibrator, surface-a vibrator used for consolidating concrete by application to the surface of a mass of freshly mixed concrete;

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

four principal types exist: vibrating screeds, pan vibrators, plate or grid vibratory tampers, and vibratory roller screeds.

viscosity-the property of a material that resists change in the shape or arrangement of its elements during flow, and the measure thereof.

void, water-void along the underside of an aggregate particle or reinforcing steel which formed during the bleeding period; initially filled with bleed water.

void-cement ratio-volumetric ratio of air plus net mixing water to cement in a concrete or mortar mixture.

volume, absolute-in the case of solids, the displacement volume of particles themselves, including their permeable and impermeable voids, but excluding space between particles; in the case of fluids, their volume.

volume batching-measuring the constituents of mortar or concrete by volume.

volume change-an increase or decrease in volume due to any cause.

volume change, autogenous-change in volume produced by continued hydration of cement, exclusive of effects of applied load and change in either thermal condition or moisture content.

volume change, thermal-the increase or decrease in volume caused by changes in temperature.

W

wall-a vertical element used primarily to enclose or separate spaces.

wall, enclosure-a non-load-bearing wall intended only to enclose space.

wall, load-bearing-a wall designed and built to carry superimposed vertical or in-plane and shear loads, or both.

wall, nonbearing-a wall that supports no vertical load other than its own weight and no in-plane shear loads.

wall, stub-low wall, usually 4 to 8 in. (100 to 200 mm) high, placed monolithically with a concrete floor or other members to provide for control and attachment of wall forms; called kicker in the UK.

wall form-see **form, wall.**

water, adsorbed-water held on surfaces of a material by electrochemical forces and having physical properties substantially different from those of absorbed water or chemically combined water at the same temperature and pressure.

water, evaporable-water in set cement paste present in capillaries or held by surface forces; measured as that removable by drying under specified conditions.

water, mixing-the water in freshly mixed sand-cement grout, mortar, or concrete, exclusive of any previously absorbed by the aggregate (for example, water considered in the computation of the net water-cement ratio).

water, nonevaporable-the water that is chemically combined during cement hydration; not removable by specified drying.

water-cement ratio-the ratio of the mass of water, exclusive only of that absorbed by the aggregates, to the mass of portland cement in concrete, mortar, or grout, stated as a decimal and abbreviated as *w/c*

water-cementitious material ratio-the ratio of the mass of water, exclusive only of that absorbed by the aggregate, to the mass of cementitious material (hydraulic) in concrete, mortar, or grout, stated as a decimal and abbreviated as *w/cm*.

waterproof-impervious to water in either liquid or vapor state. (Note: Because nothing can be completely impervious to water under infinite pressure over infinite time, this term should not be used.)

waterproofed cement-see **water repellent.**

water-resistant-see **water-repellent** .

waterstop-a thin sheet of metal, rubber, plastic, or other material inserted across a joint to obstruct the seepage of water through the joint.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

watertight-impermeable to water except when under hydrostatic pressure sufficient to produce structural discontinuity by rupture.

w/c-see **water-cement ratio**.

w/cm-see **water-cementitious material ratio**.

weathering-changes in color, texture, strength, chemical composition or other properties of a natural or artificial material due to the action of the weather.

web bar-see **reinforcement, web**.

web reinforcement-see **reinforcement, web**.

weigh batching-measuring the constituent materials for mortar or concrete by mass.

white cement-see **cement, white**.

width, effective flange-width of slab adjoining a beam stem where the slab is assumed to function as the flange element of a T-beam section.

wire mesh-see **fabric, welded-wire**.

workability-that property of freshly mixed concrete or mortar that determines the ease with which it can be mixed, placed, consolidated, and finished to a homogenous condition.

working load-see **load, working**.

working stress-see **stress, working**.

working-stress design-see **design, working-stress**.

Y

yield-the volume of freshly mixed concrete produced froma known quantity of ingredients; the total mass of ingredients divided by the density mass of the freshly mixedconcrete; also the number of units produced per bag of cement or per batch of concrete.

yield point-the first engineering stress in a test in which stresses and strains are determined for a material that exhibits the phenomenon of discontinuous yielding, of which an increase in strain occurs without an increase in stress.

yield strength-see **strength, yield**.

Young's modulus-see **modulus of elasticity**.

Z

zero-slump concrete-see **concrete, zero slump**.

zone, anchorage-in post-tensioning, the region adjacent to the anchorage subjected to secondary stresses resulting from the distribution of the prestressing force; in pretensioning, the region in which the transfer bond stresses are developed.

zone, precompressed-the area of a flexural member that is compressed by the prestressing tendons.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. ACI 318 Committee, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002.
2. ACI Committee 340, *ACI Design Handbook*, Publication SP-17(97), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1997.
3. James R. Cagley, *Changing from ACI 318-99 to ACI 318-02: What's New?*, Concrete International, June 2001, Vol. 23 No.6, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2001.
4. Nawy, E.G., *Reinforced Concrete: A Fundamental Approach*, 5th ed., Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, 2003.
5. Noel J. Everard, Strain Related Strength Reduction Factors (ϕ) According to ACI 318-02, Concrete International, August 2002, Vol. 24 No.8, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002.
6. Portland Cement Association, *Notes on ACI 318-99: Building Code Requirements for Structural Concrete with Design Applications*, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1999.
7. Tran Manh Tuan, *ACI 318-02 IN PRACTICE: Strength Reduction Factors and Reinforcement Ratios for Flexural Design*, Concrete International, September 2002, Vol. 24 No.9, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002.
8. Trần Mạnh Tuân (chủ biên) và NNK, *Kết cấu bê tông cốt thép*, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội, 2002

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

MỤC LỤC

	Trang
Lời giới thiệu và mở đầu	3
1. GIỚI THIỆU TIÊU CHUẨN ACI 318-02	7
1.1. ACI và hệ thống các tiêu chuẩn về bê tông của ACI	7
1.2. Tiêu chuẩn ACI 318-02 và những thay đổi so với ACI 318-99	8
1.3. Thực tế áp dụng các tiêu chuẩn ACI 318	10
2. CƠ SỞ TÍNH TOÁN KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO TIÊU CHUẨN ACI 318-02	11
2.1. Phương pháp tính toán	12
2.2. Các giả thiết của phương pháp tính toán theo cường độ của ACI 318	13
2.3. Các hệ số tải trọng và hệ số giảm độ bền	14
2.4. Vật liệu dùng cho kết cấu bê tông cốt thép	18
2.5. Đặc trưng cơ lý của bê tông	18
2.6. Đặc trưng cơ lý của cốt thép	19
2.7. Các loại hàm lượng thép dùng trong tính toán	20
2.8. Chuyển đổi đơn vị trong tính toán	20
3. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU MÔ MEN UỐN	23
3.1. Giới thiệu chung	23
3.2. Các trường hợp phá hoại của cấu kiện chịu uốn	25
3.3. Tính toán tiết diện chữ nhật cốt đơn	28
3.4. Tiết diện chữ nhật cốt kép	37
3.5. Tiết diện chữ T cốt đơn	49
3.6. Tiết diện chữ T cốt kép	58
3.7. Các tiết diện khác được tính như tiết diện chữ T	63
3.8. Các tiết diện đặc biệt khác	64

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

4. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU LỰC CẮT 68

4.1. Ứng suất trong dầm đồng chất 68

4.2. Ứng suất trong dầm không đồng chất 69

4.3. Dầm bê tông cốt thép không có thép xiên đai 70

4.4. Khả năng chịu lực cắt của bê tông 72

4.5. Khả năng chịu lực cắt của thép đai 72

4.6. Quy trình tính toán thép đai 74

4.7. Các ví dụ tính toán 75

4.8. Dầm cao - sự kết hợp giữa mô men uốn và lực cắt 80

4.9. Mô hình chống - giằng (strut and tie) đối với các vùng không liên tục 89

5. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU MÔ MEN XOẮN 100

5.1. Nguyên lý tính toán 100

5.2. Xoắn thuần tuý trong cấu kiện bê tông 102

5.3. Cấu kiện bê tông cốt thép chịu xoắn 105

5.4. Tính toán dầm bê tông cốt thép chịu tác dụng đồng thời của mô men xoắn, mô men uốn và lực cắt theo tiêu chuẩn ACI 318-02 108

5.5. Các ví dụ tính toán 114

6. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU LỰC DỌC VÀ MÔ MEN UỐN 126

6.1. Cấu kiện chịu lực dọc lệch tâm - Tác dụng đồng thời của mô men và lực dọc 126

6.2. Phân loại cột bê tông cốt thép 127

6.3. Tính toán khả năng chịu lực của cột ngắn chịu nén đúng tâm 129

6.4. Tính toán khả năng chịu lực của cột ngắn chịu nén lệch tâm 131

6.5. Các trường hợp đặc biệt khác của cột ngắn chịu nén lệch tâm 145

6.6. Tính toán gần đúng theo công thức của Whitney 149

6.7. Biểu đồ tương tác mô men - lực dọc của cấu kiện chịu nén lệch tâm 155

6.8. Quy trình thiết kế cột ngắn 162

6.9. Một số yêu cầu cấu tạo 164

6.10. Một số ví dụ bằng số thiết kế và kiểm tra cường độ cột ngắn 165

6.11. Trạng thái giới hạn của cột mảnh do mất ổn định 172

6.12. Tính toán mô men tăng thêm trong cột mảnh 175

6.13. Quy trình tính toán cột mảnh (cột dài) 179

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

7. TÍNH TOÁN ĐỘ VÕNG VÀ KHE NỨT 187

7.1. Ý nghĩa của việc tính toán độ võng 188

7.2. Đặc tính biến dạng độ võng của dầm 188

7.3. Độ võng do tải trọng tác dụng dài hạn 194

7.4. Độ võng giới hạn cho phép 195

7.5. Tính toán độ võng 196

7.6. Độ võng của dầm liên tục 199

7.7. Khe nứt trong cấu kiện chịu uốn 210

PHỤ LỤC

A- Các bài báo liên quan đến ACI 318-02 214

I. ACI 318-02 in PRACTICE: Strength reduction factors and reinforcement ratios for flexural design 214

II. ACI 318-02 in practice: Design and Analysis for Flexural Members 223

B- Thuật ngữ bê tông theo ACI 318-02 231

TÀI LIỆU THAM KHẢO 268

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/

TÍNH TOÁN KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP
THEO TIÊU CHUẨN ACI 318-2002

Chịu trách nhiệm xuất bản:
BÙI HỮU HẠNH

Biên tập: TRỊNH KIM NGÂN
Chế bản điện tử: VŨ HỒNG THANH
Sửa bản in: TRẦN HẰNG THU
NGUYỄN MINH HẰNG
Trình bày bìa: NGUYỄN HỮU TÙNG

In 1000 cuốn khổ 19 × 27cm, tại Xưởng in Nhà xuất bản Xây dựng. Giấy chấp nhận đăng ký kế hoạch xuất bản số 920/XB-QLXB-7 ngày 16-8-2002. In xong và nộp lưu chiểu tháng 01-2003.

Tài liệu này được lưu trữ tại http://tailieuxd.com/