

PGS. TS. NGUYỄN HỮU LÂN

TÍNH TOÁN CẤU KIỆN BÊ TÔNG CỐT THÉP

**NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2008**



LỜI NÓI ĐẦU

Nhằm cung cấp tài liệu học tập cho sinh viên ngành Xây dựng Dân dụng và Công nghiệp, Bộ môn Kết cấu công trình Trường đại học Tôn Đức Thắng biên soạn cuốn giáo trình "**Tính toán cấu kiện bêtông cốt thép**".

Giáo trình được viết dựa trên Tiêu chuẩn thiết kế "Kết cấu bêtông cốt thép" TCXDVN 356 : 2005 và Tiêu chuẩn thiết kế "Tải trọng và tác động" TCVN 2737-1995, có tham khảo CHuΠ2.03.01-84 và TCVN 5574-91.

Nội dung giáo trình bao gồm các nguyên tắc, phương pháp tính toán và cấu tạo các cấu kiện bêtông cốt thép cơ bản. Đó là cơ sở để thiết kế các công trình dân dụng và công nghiệp mà sinh viên sẽ tiếp tục được học trong phần sau.

Cuốn sách này cũng được dùng làm tài liệu tham khảo cho các kỹ sư thiết kế và thi công các công trình bêtông cốt thép.

Sách được xuất bản lần đầu nên chắc chắn sẽ không tránh khỏi những thiếu sót, chúng tôi mong nhận được nhiều đóng góp bổ sung của các đồng nghiệp và đồng đảo bạn đọc. Mọi ý kiến đóng góp xin gửi về:

Bộ môn Kết cấu công trình

Trường Đại học Tôn Đức Thắng

98 Ngô Tất Tố, Quận Bình Thạnh

Thành phố Hồ Chí Minh.

Email: ktct@tut.edu.vn.

Xin trân trọng cảm ơn.

Tác giả

MỘT SỐ KÝ HIỆU DÙNG TRONG GIÁO TRÌNH NÀY

Nội lực

M - mômen uốn.

Q - lực cắt.

N - lực dọc.

Đặc trưng cơ học

R_b , R_{bi} - cường độ chịu nén, cường độ chịu kéo tính toán của bêtông khi tính toán theo các trạng thái giới hạn thứ nhất.

R_{bn} , $R_{b'm}$ - cường độ chịu nén, cường độ chịu kéo tiêu chuẩn của bêtông.

$R_{b,ser}$, $R_{bi,ser}$ - cường độ chịu nén, cường độ chịu kéo của bêtông khi tính toán theo các trạng thái giới hạn thứ hai.

R_s , R_{sc} - cường độ chịu kéo, cường độ chịu nén tính toán của cốt thép dọc.

R_{sw} - cường độ tính toán của cốt thép ngang.

E_b - môđun đàn hồi ban đầu của bêtông.

E_s - môđun đàn hồi của thép.

Đặc trưng hình học

b , h , h_0 - chiều rộng, chiều cao và chiều cao hữu ích của tiết diện.

A_s , A'_s - diện tích cốt thép dọc chịu kéo và cốt thép dọc chịu nén.

A_w , A_i - diện tích tiết diện cốt thép đai, cốt thép xiên.

x - chiều cao miền chịu nén của tiết diện.

ξ - chiều cao tương đối của miền chịu nén ($\xi = x / h_0$).

α - hệ số, $\alpha = \xi(1 - \xi/2)$.

ξ_r , α_r - trị số giới hạn của ξ và α .

Một số hệ số

n - hệ số tin cậy của tải trọng, hệ số vượt tải.

c - hệ số tổ hợp tải trọng.

γ_b - hệ số điều kiện làm việc của bêtông.

γ_s - hệ số điều kiện làm việc của cốt thép.

MỘT SỐ ĐƠN VỊ THƯỜNG DÙNG

Lực, trọng lượng : kiloniuton (kN), đêcaniuton (daN)

Chiều dài : mét (m), centimét (cm), milimét (mm)

Mômen : kiloniuton mét (kNm)

Cường độ, ứng suất : megapascal (MPa)

Đổi đơn vị : $1 MPa = 1 N/mm^2 = 10 daN/cm^2$.

Chương 1

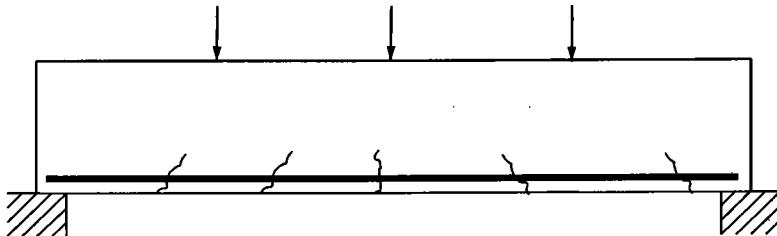
ĐẠI CƯƠNG VỀ KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP

1.1. VẬT LIỆU BÊ TÔNG CỐT THÉP

1.1.1. Bản chất của bêtông cốt thép

Bêtông cốt thép (BTCT) là một loại vật liệu hỗn hợp, trong đó bêtông và thép phối hợp làm việc với nhau như một thể thống nhất.

Bêtông là vật liệu chịu nén tốt, nhưng chịu kéo rất kém. Ngược lại thép chịu nén và chịu kéo đều tốt. Do đó người ta tìm cách dùng thép làm cốt cho bêtông: đặt cốt thép vào những nơi mà cầu kiện khi làm việc sẽ phát sinh ứng suất kéo (hình 1.1). Đó là nguyên lý cơ bản để tạo nên vật liệu BTCT. Ngoài ra, trong nhiều trường hợp, cốt thép cũng có thể được bố trí cá ở vùng chịu nén của cầu kiện để trợ lực cho bêtông hoặc để bảo đảm yêu cầu cấu tạo.



Hình 1.1: Miền chịu kéo với khe nứt và cốt thép trong đầm BTCT

Sở dĩ bêtông và thép phối hợp làm việc với nhau được chủ yếu là nhờ bêtông khi khô cứng thì bám chặt vào bề mặt cốt thép, tạo khả năng truyền lực giữa hai loại vật liệu, do đó cầu kiện có khả năng chịu tải trọng. Bêtông còn có tác dụng bảo vệ cho cốt thép khỏi bị ăn mòn do tác động của môi trường.

Kết cấu BTCT có các loại:

- Theo phương pháp thi công, có BTCT toàn khối (bêtông được đổ tại chỗ), BTCT lắp ghép và nửa lắp ghép;
- Theo phương pháp chế tạo, có BTCT thường và BTCT ứng lực trước.

Kết cấu BTCT có khả năng chịu lực tốt nhưng khả năng chống nứt kém. Khi chịu tải trọng, cầu kiện BTCT thường luôn có khe nứt ở miền chịu kéo. Khe nứt làm cho tiết diện của cầu kiện bị thu hẹp, độ cứng giảm. Khe nứt quá lớn sẽ làm cho cốt thép tiếp xúc với không khí và nước, làm ăn mòn cốt thép, gây hư hỏng kết cấu. Để hạn chế khe

nứt, cách tốt nhất là dùng BTCT ứng lực trước. Đó là những cầu kiện mà khi chế tạo, người ta dùng cốt thép cường độ cao, kéo căng cốt thép để tạo ra một lực ép trước tác dụng lên bêtông tại những nơi sẽ phát sinh ứng suất kéo khi sử dụng sau này. Lực ép trước sẽ hạn chế hoặc triệt tiêu hoàn toàn khe nứt, đồng thời làm cho độ cứng tăng lên nhiều so với cầu kiện BTCT thường có cùng kích thước tiết diện và hàm lượng cốt thép cũng như cách bố trí cốt thép.

1.1.2. Ưu nhược điểm chính của kết cấu BTCT

BTCT là một trong những loại vật liệu chủ yếu trong xây dựng công trình dân dụng và công nghiệp, giao thông và thuỷ lợi. Với những ưu điểm nổi bật như khả năng chịu lực lớn; dễ tạo dáng theo yêu cầu kiến trúc, chịu lửa tốt hơn thép và gỗ, dễ sử dụng vật liệu địa phương sẵn có (cát, đá, ximăng) nên phạm vi ứng dụng của BTCT ngày càng rộng rãi. Những công trình nghiên cứu cơ bản về tính chất cơ học và lý học của vật liệu, về lý thuyết tính toán và công nghệ chế tạo BTCT đã thu được những tiến bộ rất lớn.

Nhược điểm là trọng lượng bản thân lớn và dễ bị nứt như đã nêu ở trên. Do trọng lượng bản thân lớn nên khó tạo được kết cấu nhịp lớn; nhưng nếu dùng BTCT ứng lực trước và trong điều kiện cho phép, nếu dùng kết cấu vỏ mỏng thì có khả năng chế tạo những kết cấu thanh mảnh, nhịp khá lớn. Ngoài ra bêtông còn là vật liệu có khả năng cách nhiệt và cách âm kém; cần phải chú trọng các biện pháp cấu tạo hợp lý và áp dụng các tiến bộ kỹ thuật trong công nghệ chế tạo để khắc phục bớt các nhược điểm nói trên.

Bằng BTCT, người ta đã xây dựng được kết cấu cầu vòm có nhịp 260 m (Thụy Điển), mái nhà có nhịp trên 200m (Pháp), tháp truyền hình cao 500m (Nga). Ở Việt Nam, nhiều công trình lớn bằng BTCT cũng đã được xây dựng như nhà máy thuỷ điện Thác Bà, cầu Thăng Long, cầu Mỹ Thuận v.v...

Bằng ximăng lưới thép, các kết cấu vỏ mỏng như mái nhà, vỏ tàu thuỷ, bể chứa đã được xây dựng ở nhiều nước trên thế giới và ở Việt Nam.

1.2. CÁC TÍNH CHẤT CƠ - LÝ CHỦ YẾU CỦA VẬT LIỆU

1.2.2. Bêtông

1. Các loại cường độ của bêtông

Các loại cường độ tiêu chuẩn của bêtông bao gồm cường độ chịu nén dọc trực của mẫu lăng trụ (cường độ lăng trụ) R_{bt} và cường độ chịu kéo dọc trực R_{btr} .

Các loại cường độ tính toán của bêtông khi tính toán theo các trạng thái giới hạn thứ nhất R_b , R_{bt} và theo các trạng thái giới hạn thứ hai $R_{b,ser}$, $R_{bt,ser}$ được xác định bằng cách lấy cường độ tiêu chuẩn chia cho hệ số tin cậy của bêtông tương ứng khi nén γ_{bc} và khi kéo γ_{bt} do tiêu chuẩn thiết kế quy định.

Tiêu chuẩn trước đây quy định trong thiết kế phải xác định mác bêtông theo cường độ chịu nén (ký hiệu M), đó là con số biểu thị giá trị cường độ khối lập phương khi cường độ tính theo đơn vị kG/cm^2 . Trong xây dựng thường dùng bêtông nặng với những mác M150, M200, M250, M300, M400, M500 và M600. Ngoài ra còn dùng mác bêtông theo cường độ chịu kéo (ký hiệu K) như K10, K15, K20, K25, K30, K40; mác bêtông theo khả năng chống thấm (là trị số áp suất lớn nhất tính bằng atm mà mẫu thử không để nước thấm qua, ký hiệu T) như T2, T4, T8, T10, T12.

TCXDVN 356:2005 quy định khi thiết kế kết cấu bêtông và bêtông cốt thép cần chỉ định các chỉ tiêu chất lượng của bêtông theo cấp độ bền chịu nén B và cấp độ bền chịu kéo dọc trục B_t. Đối với kết cấu bêtông cốt thép dùng bêtông nặng, không cho phép sử dụng cấp độ bền chịu nén nhỏ hơn B7,5; nên sử dụng bêtông có cấp độ bền chịu nén không nhỏ hơn B15 đối với cầu kiện chịu nén dạng thanh, và không nhỏ hơn B25 đối với cầu kiện chịu tải trọng lớn như cột chịu tải trọng cầu trục, cột các tầng dưới của nhà nhiều tầng.

2. Cường độ tiêu chuẩn và cường độ tính toán của bêtông

Làm thí nghiệm các mẫu thử của cùng một loại bêtông sẽ thu được các trị số cường độ khác nhau. Trung bình cộng các trị số cường độ ký hiệu là \bar{R} :

$$\bar{R} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_i$$

Trong đó: n - số lượng mẫu thử.

Với mỗi mẫu thử, hiệu số $D_i = R_i - \bar{R}$ là độ sai lệch.

Với n mẫu thử, đại lượng d tính theo công thức sau đây gọi là độ lệch quan phương:

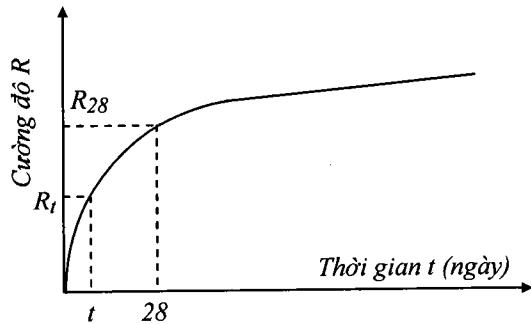
$$d = \sqrt{\frac{\sum D_i^2}{n-1}}.$$

Cường độ bêtông, theo một xác suất bảo đảm quy định, là đại lượng:

$$R = \bar{R} - Sd = \bar{R} (1 - Sv).$$

Trong đó: v - hệ số biến động: $v = \frac{d}{\bar{R}}$;

S - số lượng chuẩn phụ thuộc vào xác suất bảo đảm và quy luật của đường cong phân phối xác suất.



Hình 1.2: Sự tăng cường độ bêtông theo thời gian

Cường độ tiêu chuẩn của bêtông được xác định với xác suất bảo đảm 95%. Ứng với xác suất đó và với dạng phân phối chuẩn thì có $S = 1,64$.

Hệ số biến động ν của bêtông phản ánh mức độ không đồng nhất của nó, phụ thuộc vào chất lượng chế tạo bêtông. Nếu lấy hệ số biến động $\nu = 0,135$ thì cường độ tiêu chuẩn của bêtông sẽ là:

$$R_n = \bar{R} (1 - 1,64 \times 0,135) = 0,78 \bar{R}.$$

Cường độ tiêu chuẩn của bêtông khi nén dọc trực R_{bn} và cường độ tiêu chuẩn của bêtông khi kéo dọc trực R_{bt} phụ thuộc vào cấp độ bền của bêtông, ghi ở cột 2 và cột 3, bảng 1, phụ lục A.

Khi tính cấu kiện về khả năng chịu lực (tính toán cấu kiện theo các trạng thái giới hạn thứ nhất), cần dùng trị số tính toán của cường độ bêtông (cường độ tính toán - ký hiệu chung là R). Cường độ tính toán của bêtông khi nén dọc trực R_b và cường độ tính toán của bêtông khi kéo dọc trực R_{bt} phụ thuộc vào cấp độ bền của bêtông, ghi ở cột 4 và cột 5, bảng 1, phụ lục A.

Cường độ tính toán của bêtông khi tính cấu kiện về biến dạng và nứt (tính toán cấu kiện theo các trạng thái giới hạn thứ hai) $R_{b,ser}$ và $R_{bt,ser}$ lấy tương ứng bằng các cường độ tiêu chuẩn R_{bn} và R_{bt} .

Các cường độ tính toán R_b và R_{bt} của bêtông khi tính toán cấu kiện theo các trạng thái giới hạn thứ nhất tra ở bảng 1 phụ lục A cần phải nhân với hệ số điều kiện làm việc của bêtông γ_{bi} theo bảng 2, phụ lục A. Các hệ số này xét đến tính chất đặc thù của bêtông, tính dài hạn của các tác động, tính lặp của tải trọng, điều kiện và giai đoạn làm việc của kết cấu, phương pháp sản xuất, kích thước tiết diện v.v...

Các cường độ tính toán $R_{b,ser}$ và $R_{bt,ser}$ khi tính toán cấu kiện theo các trạng thái giới hạn thứ hai đưa vào tính toán cần phải nhân với hệ số điều kiện làm việc của bêtông $\gamma_{bi} = 1$, ngoại trừ khi tính toán sự hình thành vết nứt do tải trọng lặp hoặc sự hình thành vết nứt xiên cần theo chỉ dẫn nêu trong các điều 7.1.2.9, 7.1.3.1 và 7.1.3.2 của TCXDVN 356:2005.

3. Các yếu tố ảnh hưởng đến cường độ bêtông

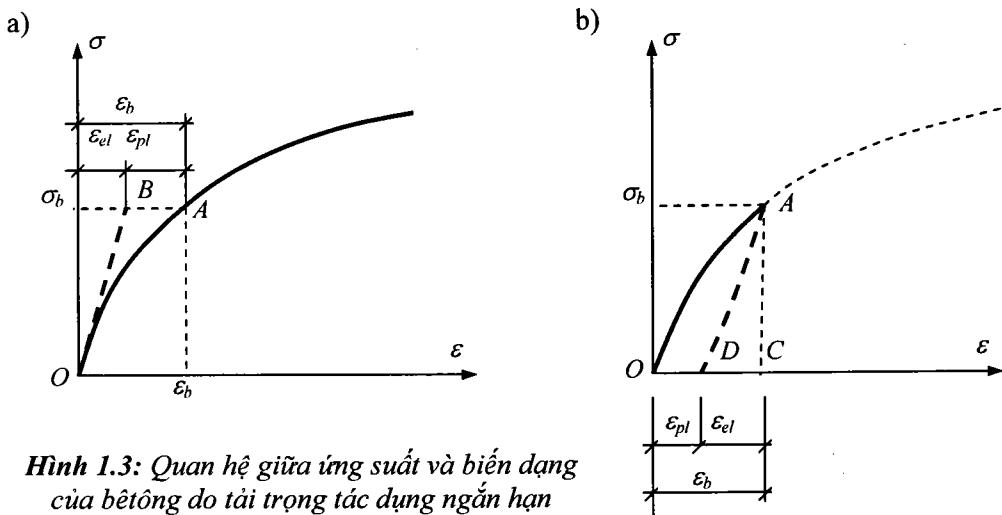
Sau đây là các yếu tố chính ảnh hưởng đến cường độ bêtông:

Thành phần và cách chế tạo ảnh hưởng quyết định đến cường độ bêtông: cấp phối bêtông, chất lượng ximăng và cốt liệu, tỉ lệ nước – ximăng, độ chặt của bêtông, điều kiện bảo dưỡng.

Tuổi bêtông: cường độ bêtông phát triển liên tục trong quá trình bêtông cứng hoá. Trong vài tuần đầu cường độ tăng nhanh, sau khoảng 28 ngày tăng chậm dần và sau một số tháng thì sự tăng trở nên không đáng kể (hình 1.2).

4. Biến dạng của bêtông

a) Biến dạng do tác dụng ngắn hạn của tải trọng. Môđun đàn hồi



Hình 1.3: Quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của bêtông do tải trọng tác dụng ngắn hạn

Dưới tác dụng của tải trọng, bêtông bị biến dạng. Đường cong quan hệ ứng suất - biến dạng σ_b - ϵ_b khi gia tải (nét liền trên hình 1.3, a và b) vẽ được qua thí nghiệm nén mẫu bêtông chịu tải trọng ngắn hạn cho thấy biến dạng tăng nhanh hơn ứng suất. Khi dỡ hết tải (đường AD trên hình 1.3,b), đường cong σ_b - ϵ_b không trùng với khi gia tải và biến dạng cũng không hồi phục hoàn toàn. Phần biến dạng được hồi phục ϵ_{el} là biến dạng đàn hồi, phần còn lại ϵ_{pl} là biến dạng dẻo. Như vậy bêtông là một vật liệu vừa có tính đàn hồi vừa có tính dẻo. Biến dạng tổng cộng $\epsilon_b = \epsilon_{el} + \epsilon_{pl}$.

Tỉ số $\nu = \frac{\epsilon_{el}}{\epsilon_b}$ được gọi là hệ số đàn hồi; tỉ số $\lambda = \frac{\epsilon_{pl}}{\epsilon_b}$ - hệ số dẻo của bêtông ($\nu + \lambda = 1$).

Khi ứng suất σ_b còn nhỏ, biến dạng chủ yếu là đàn hồi nên hệ số đàn hồi v lớn gần bằng 1. Khi ứng suất σ_b tăng thì hệ số đàn hồi giảm, còn hệ số dẻo tăng.

Môđun đàn hồi khi nén của bêtông là tỉ số:

$$E_b = \frac{\sigma_b}{\epsilon_{el}}.$$

E_b chỉ đo được khi gia tải cực nhanh. Khi đó đường cong σ_b - ϵ_b gần như thẳng, biến dạng chủ yếu chỉ là thành phần đàn hồi (đường OB trên hình 1.3,a). Nếu gia tải nhanh theo từng cấp, đường cong σ_b - ϵ_b sẽ có dạng bậc thang.

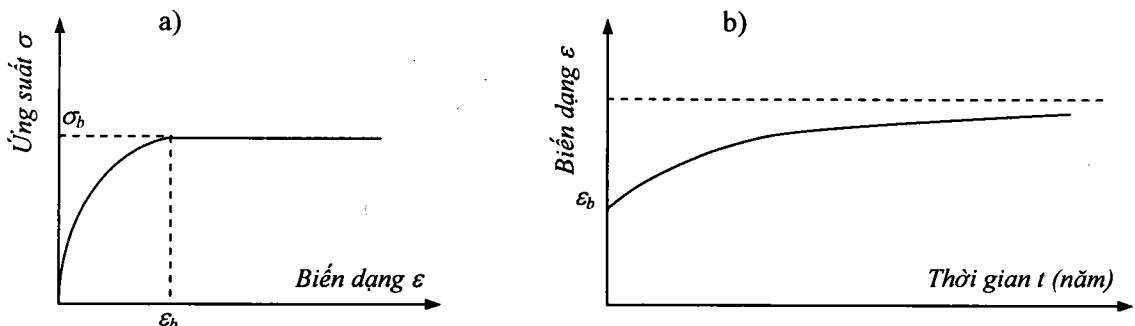
Môđun biến dạng khi nén $E'_b = \sigma_b/\epsilon_b = \nu\sigma_b/\epsilon_{el} = \nu E_b$ (chỉ có giá trị ứng với từng điểm nhất định trên đường cong σ_b - ϵ_b).

Môđun biến dạng khi kéo được xác định tương tự như khi nén và được biểu thị dưới dạng:

$$E_{bt} = \nu_t E_b$$

Trong đó: ν_t – hệ số đàn hồi khi kéo.

b) *Biến dạng do tác dụng dài hạn của tải trọng. Hiện tượng từ biến*



Hình 1.4: Từ biến của bêtông

- a) *Biến dạng tăng khi ứng suất không tăng;*
- b) *Từ biến tăng theo thời gian*

Thí nghiệm nén mẫu đến một ứng suất nào đó rồi giữ nguyên giá trị tải trọng (tức giữ nguyên ứng suất) trong một thời gian dài, thì biến dạng tăng lên nhiều (hình 1.4,a). Đó là hiện tượng từ biến của bêtông. Từ biến cũng xảy ra khi tải trọng thay đổi. Hình 1.4b biểu thị biến dạng từ biến tăng theo thời gian: với ứng suất trong bêtông không quá lớn, biến dạng từ biến tăng nhanh trong thời gian đầu, sau đó tăng chậm dần và sau khoảng 3 – 4 năm thì ngừng lại ở một giá trị nào đó. Nhưng nếu ứng suất trong bêtông xấp xỉ bằng cường độ giới hạn thì biến dạng từ biến tăng không ngừng và gây phá hoại kết cấu.

Các nhân tố ảnh hưởng đến từ biến:

- Biến dạng ban đầu lớn thì biến dạng từ biến cũng lớn;
- Tỉ lệ nước – ximăng càng cao, lượng ximăng càng nhiều, độ cứng của cốt liệu càng nhỏ, độ chặt của bêtông kém thì biến dạng từ biến càng lớn;
- Tuổi bêtông càng cao thì biến dạng từ biến càng giảm;
- Độ ẩm môi trường càng cao thì biến dạng từ biến càng nhỏ.

Mức độ từ biến có thể được biểu thị qua một trong hai chỉ tiêu:

- Đặc trưng từ biến, là tỉ số giữa biến dạng từ biến và biến dạng đàn hồi: $\varphi = \frac{\varepsilon_{crp}}{\varepsilon_{el}}$;
- Suất từ biến, là tỉ số giữa biến dạng từ biến và ứng suất tương ứng: $C = \frac{\varepsilon_{crp}}{\sigma_b}$, thường tính bằng đơn vị cm^2/daN .

Nếu ứng suất trong bêtông không vượt quá khoảng 70% cường độ giới hạn thì C và φ đều tăng theo thời gian; C đạt đến trị số giới hạn C_o và đặc trưng từ biến đạt đến trị số giới hạn φ_o . Chẳng hạn với tuổi bêtông khi chịu tải là 90 ngày thì $C_o \approx 5 \text{ cm}^2/\text{daN}$ và $\varphi_o = 1,8 \div 2,5$.

c) *Biến dạng do co ngót*

Bêtông khi khô cứng trong không khí thì bị giảm thể tích, còn trong nước thì tăng thể tích. Hai hiện tượng đó được gọi chung là co ngót. Biến dạng do co ngót có trị số trong khoảng $(2 \div 4)10^{-4}$. Hiện tượng co ngót có thể gây ra các khe nứt nếu cấu kiện không được cấu tạo hợp lý. Để giảm ảnh hưởng của co ngót, cần chú trọng các biện pháp công nghệ (cấp phối bêtông, tỉ lệ nước – ximăng, đầm chặt) và các biện pháp cấu tạo (bố trí khe co giãn, đặt cốt thép cấu tạo).

d) *Biến dạng do thay đổi nhiệt độ*

Bêtông còn bị biến dạng do sự thay đổi nhiệt độ; cũng như co ngót, đó là loại biến dạng thể tích. Nếu ở kết cấu có sự chênh lệch nhiệt độ, hoặc biến dạng do sự thay đổi nhiệt độ bị cản trở, thì nội lực xuất hiện và có thể gây ra khe nứt trong kết cấu.

e) *Biến dạng cực hạn của bêtông*

Khi chịu nén đúng tâm, bêtông có biến dạng cực hạn khoảng $(1 \div 3)10^{-3}$. Trong vùng nén của cấu kiện chịu uốn, biến dạng cực hạn đạt giá trị lớn hơn và thay đổi trong khoảng $(2 \div 4)10^{-3}$.

Biến dạng kéo cực hạn của bêtông chỉ bằng khoảng $(1/20 \div 1/10)$ so với biến dạng nén cực hạn. Vì thế bêtông khi chịu kéo thì nhanh chóng bị nứt.

1.2.2. Thép và cốt thép

Các tính chất cơ học của thép (cường độ, môđun đàn hồi) đã được nghiên cứu kỹ trong môn Sức bền vật liệu. Ở đây chỉ đề cập một vài vấn đề liên quan đến cốt thép.

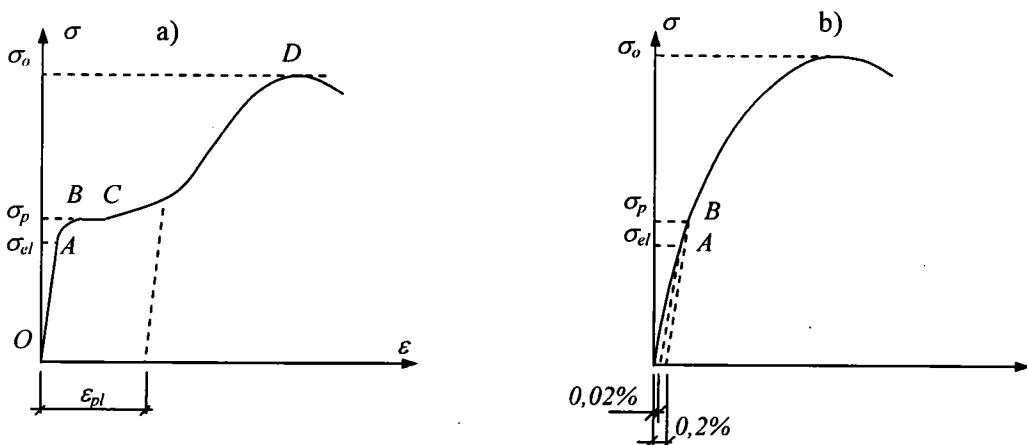
1. Tính chất cơ học của thép

Biểu đồ quan hệ ứng suất - biến dạng vẽ được qua thí nghiệm kéo mẫu thép như trên hình 1.5. Loại thép có thèm chảy rõ ràng gọi là thép dẻo, thường là thép cán nóng (hình 1.5,a). Loại thép không có thèm chảy rõ ràng gọi là thép giòn (hình 1.5,b), thường là thép kéo nguội, sợi thép cường độ cao.

Các chỉ tiêu cơ học đối với thép gồm có:

- Giới hạn bền σ_o – là ứng suất gây kéo đứt mẫu thép;
- Giới hạn chảy σ_p – đối với thép dẻo là ứng suất ở thèm chảy (đoạn nằm ngang BC trên hình 1.5,a); đối với thép giòn, vì không tồn tại thèm chảy nên dùng giới hạn chảy quy ước, lấy bằng ứng suất tương ứng với biến dạng dư 0,2% (điểm B trên hình 1.5,b).

- Giới hạn đàn hồi σ_{el} – đối với thép dẻo là ứng suất ở cuối giai đoạn đàn hồi (điểm A trên hình 1.5,a); đối với thép giòn, quy ước giới hạn đàn hồi lấy bằng ứng suất tương ứng với biến dạng dư 0,02% (điểm A trên hình 1.5,b).



Hình 1.5: Biểu đồ ứng suất - biến dạng.
a) Thép dẻo; b) Thép giòn

2. Cường độ tiêu chuẩn và cường độ tính toán của thép

Khi sản xuất cốt thép, phải làm các thí nghiệm để kiểm tra cường độ. Những sản phẩm không đạt tiêu chuẩn phải loại thành phế phẩm. Đối với thép dẻo kiểm tra theo giới hạn chảy; với thép giòn - theo giới hạn bền.

Cường độ tiêu chuẩn của thép lấy bằng giá trị ứng suất kiểm tra để loại phế phẩm; phụ thuộc vào nhóm cốt thép, cho ở cột 2, bảng 4, phụ lục A.

Cường độ tính toán của thép lấy bằng cường độ tiêu chuẩn tương ứng chia cho hệ số tin cậy $\gamma \geq 1$, trị số ghi ở các cột 3, 4 và 5 của bảng 4, phụ lục A.

Cường độ tính toán của thép khi tính cấu kiện theo các trạng thái giới hạn thứ nhất phải lấy bằng trị số nêu trên đây nhân với hệ số điều kiện làm việc của cốt thép γ_{si} cho ở các bảng từ 23 đến 26 của TCXDVN 356:2005. Khi tính cấu kiện theo các trạng thái giới hạn thứ hai, hệ số γ_{si} bằng 1.

3. Các loại cốt thép

Theo hình dạng bề mặt, thép để làm cốt trong cấu kiện BTCT gồm có cốt thép tròn trơn và cốt thép có gờ (hình 1.6).

Theo công nghệ chế tạo, có thép cán nóng và thép kéo nguội:

- Thép thanh thuộc các nhóm A-I (tròn trơn), A-II, A-III và A-IV (có gờ), tương đương với các nhóm CI, CII, CIII và CIV, là thép cán nóng dùng cho cấu kiện BTCT thường;

- Nhóm A_T-IV, A_T-V và A_T-VI – thép gia công nhiệt;

- Nhóm A-IIIB và A-IIIIB - thép kéo nguội;

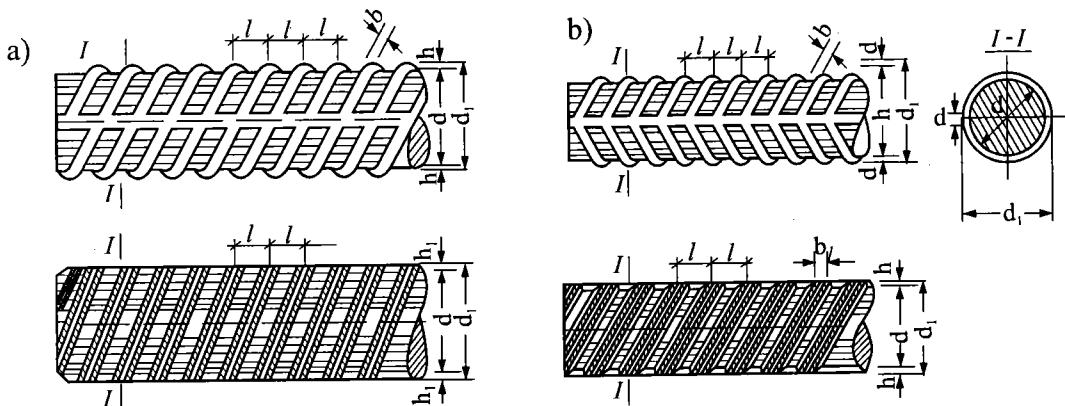
- Nhóm B-I và B_p-II - sợi thép cường độ cao.

Thép sợi, bó sợi thép cường độ cao và các chế phẩm của chúng là những loại thép dùng cho cấu kiện BTCT ứng lực trước.

Trong cấu kiện, cốt thép tròn phải được uốn mộc ở hai đầu để không bị tuột khỏi bêtông, còn cốt thép gờ không cần uốn mộc. Cốt thép ứng lực trước phải được neo chắc chắn vào hai đầu cấu kiện nhằm duy trì lực ép trước đã tạo ra trong bêtông.

1.2.3. Một vài đặc điểm của sự phối hợp làm việc giữa bêtông và cốt thép

1. Lực dính giữa bêtông và cốt thép



Hình 1.6: Một vài loại thép có gờ.

a) Nhóm A-II; b) Nhóm A-III và A-IV

Lực dính là yếu tố chủ yếu bảo đảm cho sự làm việc đồng thời giữa cốt thép và bêtông. Nhờ có lực dính, ứng suất có thể truyền từ bêtông sang cốt thép và ngược lại. Nếu vì một lý do nào đó mà lực dính không tồn tại nữa thì kết cấu BTCT sẽ bị phá hoại.

Lực dính có thể xác định bằng thí nghiệm kéo một thanh thép khỏi khối bêtông. Vì không biết được quy luật biến thiên của lực dính dọc theo chiều dài đoạn thép ngập trong bêtông nên người ta thường dùng trị số trung bình $\bar{\tau}$ của lực dính (hình 1.7).

$$\bar{\tau} = \frac{N}{S} = \frac{N}{\pi dl}$$

Trong đó:

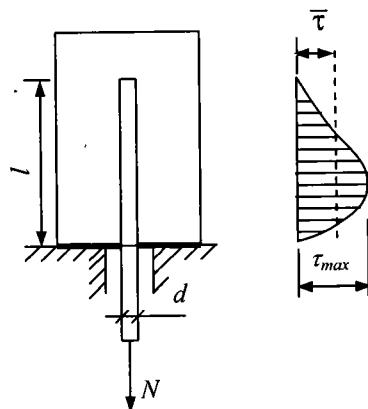
l - chiều dài đoạn cốt thép nằm trong bêtông;

d - đường kính thanh cốt thép;

N - lực kéo thanh cốt thép tuột khỏi bêtông.

Trị số trung bình của lực dính $\bar{\tau}$ trong khoảng từ 2 đến 4 MPa.

Lực dính phụ thuộc vào cấp độ bền bêtông và tính chất bề mặt của cốt thép. Độ chặt của bêtông



Hình 1.7: Thí nghiệm xác định lực dính

càng lớn, tuổi bêtông càng cao và tỉ lệ nước – ximăng càng nhỏ thì lực dính càng lớn. Cốt thép có gờ thì lực dính với bêtông lớn hơn so với cốt thép trơn.

Để duy trì lực dính, chiều dài đoạn cốt thép trong bêtông phải đủ lớn để không tuột khỏi bêtông. Chiều dài tối thiểu của đoạn cốt thép trong bêtông - gọi là đoạn neo cốt thép, được xác định như sau: lực cần thiết để kéo thanh cốt thép tuột khỏi bêtông là $\tau\pi dl$ (τ - lực dính, xác định bằng thực nghiệm; d - đường kính cốt thép; l - đoạn neo cốt thép) không được nhỏ hơn lực kéo làm cho cốt thép bị chảy là $\sigma_p \pi d^2 / 4$ (σ_p – giới hạn chảy của thép):

$$\tau\pi dl \geq \frac{\sigma_p \pi d^2}{4} \Rightarrow l \geq \frac{\sigma_p d}{4\tau}.$$

Ví dụ: Cốt thép nhóm A-II, $\sigma_p = 300 MPa$, nếu lấy $\tau = 3 MPa$ thì chiều dài đoạn neo phải là:

$$l \geq \frac{300d}{4 \times 3} = 25d.$$

2. Úng suất nội tại trong bêtông cốt thép

Như đã biết, bêtông có các hiện tượng co ngót và từ biến. Khi trong bêtông không có cốt thép, biến dạng do co ngót và từ biến là biến dạng tự do. Nhưng khi có cốt thép, vì có lực dính nên biến dạng của bêtông bị cốt thép cản trở.

Khi bêtông co ngót giảm thể tích, sự có mặt của cốt thép làm cho bêtông chịu ứng suất kéo, còn cốt thép chịu ứng suất nén. Nếu ứng suất kéo trong bêtông vượt quá cường độ chịu nén, bêtông sẽ bị nứt.

Khi bêtông từ biến, nếu cấu kiện chịu nén, thì sự cản trở biến dạng từ biến làm cho ứng suất nén trong bêtông giảm đi, còn ứng suất nén trong cốt thép tăng lên. Ta nói rằng trong bêtông và trong cốt thép có sự phân phôi lại ứng suất do từ biến.

Ngoài co ngót và từ biến, sự thay đổi độ ẩm, nhiệt độ, sự hình thành khe nứt, biến dạng dẻo của bêtông và thép cũng gây ra sự phân phôi lại ứng suất trong bêtông và cốt thép.

Chương 2

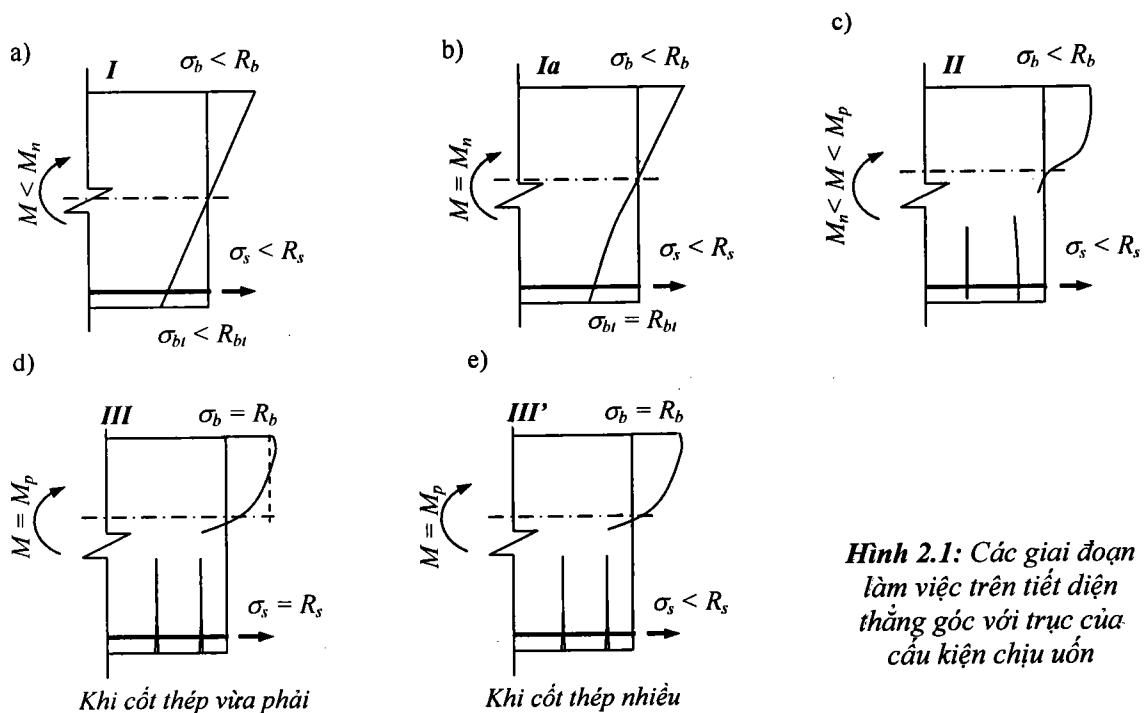
NGUYÊN TẮC TÍNH TOÁN VÀ CẤU TẠO

2.1. CƠ SỞ THỰC NGHIỆM CỦA LÝ THUYẾT TÍNH TOÁN KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP

Rất nhiều nghiên cứu thực nghiệm được tiến hành trên cấu kiện BTCT chịu uốn, nén lệch tâm và kéo lệch tâm đã cho thấy có thể chia quá trình làm việc của cấu kiện thành ba giai đoạn đặc trưng cho trạng thái ứng suất - biến dạng, kể từ khi bắt đầu chất tải cho đến khi cấu kiện bị phá hoại. Sau đây mô tả ba giai đoạn này đối với một dầm đơn giản chịu uốn, có cốt thép chịu kéo là các thanh thép nhóm A-I, A-II và A-III.

Giai đoạn I: Khi tải trọng nhỏ (khoảng 15-20% so với tải trọng phá hoại), bêtông làm việc như một vật liệu đàn hồi, bêtông miền chịu kéo chưa bị nứt (hình 2.1,a). Tuy nhiên do bêtông chịu kéo kém nên ứng suất kéo σ_{bt} sớm đạt đến trị số cường độ chịu kéo R_{bt} , khi đó bêtông bắt đầu bị nứt. Ở giai đoạn I, trực trung hoà nằm thấp hơn trọng tâm tiết diện bêtông do ảnh hưởng của cốt thép ở vùng kéo.

Giai đoạn Ia (cuối giai đoạn I – hình 2.1,b) được dùng làm cơ sở để tính toán khả năng chống nứt sau này.



Hình 2.1: Các giai đoạn làm việc trên tiết diện thẳng góc với trục của cấu kiện chịu uốn

Giai đoạn II: Được đặc trưng bởi sự hình thành các khe nứt trong bêtông vùng kéo. Đây là giai đoạn làm việc bình thường của đầm BTCT: giai đoạn làm việc với các khe nứt (hình 2.1,c). Khi tải trọng đạt giá trị khoảng 65% so với tải trọng phá hoại, ứng suất trong bêtông vùng nén tăng lên, biến dạng dẻo xuất hiện, uốn cong biểu đồ ứng suất nén, trực trung hoà dịch về phía vùng nén. Giai đoạn này là cơ sở để tính toán cấu kiện BTCT về biến dạng và nứt.

Giai đoạn III - giai đoạn phá hoại: Tiếp tục tăng tải trọng, mômen uốn tăng làm cho khe nứt phát triển, chiều cao miền chịu nén tiếp tục bị giảm, trực trung hoà dịch về phía miền chịu nén. Đến một lúc nào đó, bêtông và cốt thép đạt đến các cường độ tương ứng của chúng và cấu kiện bị phá hoại. Sự phá hoại có thể thuộc vào một trong hai trường hợp sau đây:

- Nếu lượng cốt thép vừa phải, thì khi ứng suất kéo trong cốt thép đạt giới hạn chảy ($\sigma_s = R_s$), ứng suất nén trong bêtông cũng nhanh chóng đạt đến cường độ chịu nén ($\sigma_b = R_b$), bêtông bị ép vỡ, cấu kiện bị phá hoại. Đó là trường hợp phá hoại bình thường, còn gọi là phá hoại dẻo (hình 2.1,d).

- Ngược lại, nếu cốt thép quá nhiều, thì bêtông bị ép vỡ trước ($\sigma_b = R_b$), trong khi cốt thép chưa đạt giới hạn chảy ($\sigma_s < R_s$), cấu kiện bị phá hoại (hình 2.1,e). Trường hợp này được gọi là phá hoại giòn, mang tính chất đột ngột.

Giai đoạn phá hoại là cơ sở để tính toán khả năng chịu lực của cấu kiện, còn gọi là tính toán cấu kiện BTCT về mặt cường độ.

2.2. VỀ CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN CẤU KIỆN BÊTÔNG CỐT THÉP

2.2.1. Phương pháp tính theo ứng suất cho phép

Cho đến nay đã có ba phương pháp tính toán cấu kiện BTCT.

Phương pháp tính theo ứng suất cho phép dựa trên quan niệm cho rằng BTCT làm việc như một vật liệu đàn hồi, áp dụng các công thức tính toán đã được thiết lập trong môn Sức bền vật liệu, có xét đến đặc điểm của vật liệu bêtông và thép. Vận dụng giai đoạn II của trạng thái ứng suất - biến dạng, với các giả thiết sau:

- Xem biểu đồ ứng suất trong vùng nén của bêtông có dạng tam giác;
- Bêtông vùng kéo không làm việc, toàn bộ lực kéo do cốt thép chịu;
- Tiết diện phẳng trước và sau khi biến dạng;
- Cốt thép và bêtông vùng nén biến dạng tuyến tính, tức là tuân theo định luật Hooke;
- Quy đổi cốt thép thành bêtông theo tỉ lệ môđun đàn hồi để có thể tính toán BTCT như một vật liệu đồng nhất.

Cho biến dạng của bêtông ngang mức cốt thép và biến dạng của cốt thép bằng nhau do sự làm việc đồng thời, theo định luật Hooke có thể viết:

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} = \varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b}.$$

Suy ra

$$\sigma_s = \frac{E_s}{E_b} \sigma_b = \alpha \sigma_b \quad (2.1)$$

Trong đó: $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ có giá trị khoảng từ 7 đến 10, nghĩa là ứng suất trong cốt thép lớn

gấp α lần ứng suất trong bêtông ngang mức cốt thép. Vì thế trong tiết diện quy đổi, diện tích cốt thép A_s được thay thế bằng một diện tích bêtông tương đương là αA_s .

Ứng suất trong cốt thép chịu kéo và ứng suất trong bêtông chịu nén, những đại lượng không được vượt quá ứng suất cho phép tương ứng, được xác định theo các công thức của Sức bền vật liệu đối với tiết diện quy đổi.

Kết quả tính toán ứng suất cho phép thường sai khác đáng kể so với kết quả nghiên cứu thực nghiệm. Sở dĩ như vậy là vì bêtông không phải là vật liệu hoàn toàn đàn hồi như giả thiết mà vừa có tính đàn hồi vừa có tính dẻo. Ở vùng nén, biểu đồ ứng suất trong bêtông có dạng đường cong. Tỉ số môđun đàn hồi của cốt thép và bêtông (α) là một đại lượng thay đổi, bởi vì với sự phát triển của biến dạng dẻo thì môđun đàn hồi của bêtông giảm đi, điều đó chưa được kể đến trong tính toán. Kết quả là ứng suất trong cốt thép tính theo phương pháp ứng suất cho phép sẽ lớn hơn giá trị thực tế. Ngoài ra, khi đã bị nứt, bêtông vùng kéo không còn làm việc đồng thời với cốt thép; coi biến dạng của bêtông và biến dạng cốt thép bằng nhau là không hợp lý.

Trong phương pháp ứng suất cho phép, một hệ số an toàn chung cho toàn kết cấu được sử dụng mà giá trị của nó không có cách xác định với một cơ sở đầy đủ.

2.2.2. Phương pháp tính theo nội lực phá hoại

Fương pháp tính theo nội lực phá hoại không chấp nhận giả thiết vật liệu đàn hồi mà có xét đến tính dẻo của bêtông, do đó sự làm việc của vật liệu trong kết cấu được phản ánh đúng đắn hơn; tuy nhiên phương pháp này cũng chỉ dùng một hệ số an toàn chung như phương pháp tính theo ứng suất cho phép.

Fương pháp tính theo nội lực phá hoại dựa trên các giả thiết sau:

- Khả năng chịu lực của cấu kiện được tính toán ở giai đoạn phá hoại (giai đoạn III), trường hợp phá hoại dẻo, bêtông và cốt thép đồng thời đạt đến ứng suất giới hạn (hình 2.1,d);

- Biểu đồ ứng suất trong bêtông vùng nén có dạng cong, nhưng trong tính toán được thay thế bằng hình chữ nhật;

- Hệ số an toàn về độ bền k lấy bằng tỉ số giữa nội lực phá hoại và nội lực trong giai đoạn sử dụng;

Không sử dụng giả thiết tiết diện phẳng, định luật Hooke và tỉ số $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ khi tính toán nội lực phá hoại.

Khả năng chịu lực của cấu kiện tại một tiết diện được xác định từ điều kiện cân bằng tác dụng của ngoại lực và nội lực, chẳng hạn đối với cấu kiện chịu uốn cốt thép đơn:

$$M_u = kM = A_s \sigma_y z = A_{bc} R_u z \quad (2.2)$$

Trong đó: $z = h_o - x / 2$.

Hệ số an toàn về độ bền được xác định tùy thuộc loại kết cấu, đặc trưng phá hoại và loại tổ hợp tải trọng, có giá trị trong khoảng $1,5 \div 2,5$.

Nhược điểm cơ bản của phương pháp tính theo nội lực phá hoại là sử dụng một hệ số an toàn chung, trong khi kết cấu chịu ảnh hưởng của rất nhiều yếu tố tác động như: sự khác nhau của đặc tính vật liệu bêtông và thép, sự sai khác giữa trị số tải trọng thực tế so với trị số tải trọng được đưa vào các phép tính toán, điều kiện làm việc của bêtông và cốt thép v.v... Tuy vậy so với phương pháp tính theo ứng suất cho phép thì phương pháp tính theo nội lực phá hoại đã có tiến bộ hơn, nhờ dựa vào một số giả thiết phản ánh đầy đủ hơn sự làm việc của hai loại vật liệu, nhất là tính dẻo của cốt thép.

2.2.3. Phương pháp tính theo trạng thái giới hạn

Phương pháp tính theo trạng thái giới hạn (TTGH) ngoài việc xét đến tính dẻo của bêtông, còn xét khả năng thay đổi của tải trọng và cường độ vật liệu. Mỗi yếu tố tham gia vào quá trình tính toán đều được xét đến khả năng thay đổi bằng một hệ số tính toán độc lập. Phương pháp này phản ánh khá toàn diện sự làm việc của kết cấu, hiện đang được xem là phương pháp tiên tiến. Quy phạm nhiều nước trên thế giới cũng như nước ta quy định áp dụng phương pháp tính theo trạng thái giới hạn trong tính toán thiết kế công trình xây dựng dân dụng – công nghiệp, giao thông và thủy lợi.

Khái niệm TTGH được xây dựng với hai nhóm: nhóm thứ nhất là các TTGH về khả năng chịu lực và ổn định; nhóm thứ hai là các TTGH về biến dạng và nứt.

Các giả thiết được sử dụng trong phương pháp tính theo TTGH gồm có:

- Cường độ cấu kiện được tính toán ở giai đoạn phá hoại (giai đoạn III); biểu đồ ứng suất cong của bêtông vùng nén được lấy là hình chữ nhật;

- Tính toán về việc sử dụng bình thường xuất phát từ giai đoạn I hoặc II của trạng thái ứng suất và biến dạng trên tiết diện của kết cấu, tùy theo trường hợp tính toán;

- Sử dụng nhiều hệ số tính toán thay vì chỉ một hệ số an toàn chung: hệ số tin cậy về tải trọng (hệ số vượt tải), hệ số tin cậy về vật liệu, hệ số điều kiện làm việc của bêtông và của cốt thép.

2.3. NỘI DUNG TÍNH TOÁN CẤU KIỆN BÊTÔNG CỐT THÉP THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

TTGH là trạng thái mà nếu vượt qua nó, kết cấu sẽ không còn đảm bảo sự làm việc bình thường như bị phá hoại, bị mất ổn định, biến dạng hoặc chuyển vị quá lớn, khe nứt quá rộng (đối với những kết cấu được phép nứt với một bề rộng giới hạn) hoặc phát sinh khe nứt (đối với những kết cấu không được phép nứt).

2.3.1. Nguyên tắc tính toán chung

Tính toán theo nhóm TTGH thứ nhất: về cường độ và ổn định

Tính toán cấu kiện theo nhóm TTGH về cường độ và ổn định là đảm bảo cho kết cấu BTCT không bị phá hoại và không bị mất ổn định trong suốt quá trình sử dụng; nói cách khác, kết cấu phải đủ khả năng chịu lực dưới tác dụng của các nguyên nhân được xét đến trong tính toán; điều này được thể hiện qua điều kiện cường độ viết dưới dạng tổng quát sau:

$$T \leq T_p \quad (2.3)$$

Trong đó: T - nội lực do tải trọng tính toán gây ra (xem mục 2.3.2);

T_p - khả năng chịu lực của cấu kiện, phụ thuộc vào cường độ tính toán của bêton và cốt thép, các hệ số tính toán và các kích thước hình học của cấu kiện; đây chính là nội lực mà nếu vượt qua nó thì cấu kiện bị phá hoại (theo tính toán).

Nội lực tính toán T đối với cấu kiện BTCT là ký hiệu chung cho các nội lực M , N và Q (mômen uốn, lực dọc, lực cắt và do tải trọng tính toán gây ra) là những đại lượng được sử dụng trong tính toán các cấu kiện cơ bản. Khi thiết kế phải xác định nội lực tính toán theo tổ hợp tải trọng bất lợi nhất, trong đó khả năng thay đổi của mỗi tải trọng được xét bằng cách sử dụng hệ số tin cậy về tải trọng n .

Nội dung tính toán kết cấu BTCT theo nhóm trạng thái giới hạn thứ nhất gồm có:

- Xác định các đặc trưng hình học của tiết diện;
- Xác định diện tích cốt thép cần thiết và bố trí một cách hợp lý;
- Kiểm tra khả năng chịu lực của cấu kiện.

Các nội dung tính toán đều nhằm đảm bảo điều kiện cường độ (2.3).

Tính toán theo nhóm TTGH thứ hai: về biến dạng và nứt

Tùy theo yêu cầu cụ thể, cấu kiện sẽ được tính toán sao cho chuyển vị và khe nứt không vượt quá mức cho phép:

$$f \leq [f] \quad (2.4)$$

Trong đó: f - chuyển vị hoặc bề rộng khe nứt do tải trọng tiêu chuẩn gây ra (trong kết cấu BTCT, chuyển vị được xét đến thường chỉ là độ võng);

$[f]$ - chuyển vị hoặc bề rộng khe nứt cho phép, do tiêu chuẩn thiết kế quy định.

Đối với những cấu kiện không được phép nứt, cần phải tính toán sao cho:

$$T_n \leq T_{crc} \quad (2.5)$$

Trong đó: T_n - nội lực do tải trọng tiêu chuẩn gây ra;

T_{crc} - nội lực gây ra khe nứt cho cấu kiện.

2.3.2. Các loại tải trọng và tổ hợp tải trọng

Trị số tiêu chuẩn của các loại tải trọng (tải trọng tiêu chuẩn) được lấy theo tiêu chuẩn thiết kế. Đối với công trình dân dụng và công nghiệp, tiêu chuẩn tải trọng và tác động hiện dùng là TCVN 2737-1995. Đối với các công trình chuyên ngành như giao thông, thủy lợi, cảng, dùng tiêu chuẩn ngành tương ứng. Chẳng hạn tiêu chuẩn thiết kế công trình thủy lợi hiện dùng là TCVN 4116-85.

Tải trọng được phân loại theo tính chất tác dụng và theo thời hạn tác dụng.

Theo tính chất tác dụng, tải trọng được chia ra ba loại:

- *Tải trọng thường xuyên*, còn gọi là tĩnh tải, là những tải trọng có trị số, vị trí và phương, chiều không thay đổi trong suốt quá trình tác dụng lên công trình, như trọng lượng bản thân các cấu kiện hoặc trọng lượng các thiết bị cố định.

- *Tải trọng tạm thời*, còn gọi là hoạt tải, là những tải trọng có thể thay đổi trị số, phương, chiều và điểm đặt, như tải trọng trên sàn nhà, tải trọng do hoạt động của cầu trục trong nhà công nghiệp, tải trọng do ôtô chạy trên đường, tải trọng gió tác dụng trên bề mặt công trình.

- *Tải trọng đặc biệt* là những tải trọng hiếm khi xảy ra như lực động đất, chấn động do cháy, nổ v.v...

Theo thời hạn tác dụng, tải trọng được chia ra hai loại: tải trọng tác dụng dài hạn và tải trọng tác dụng ngắn hạn.

Tải trọng thường xuyên thuộc loại tải trọng tác dụng dài hạn. Nhưng tải trọng tạm thời có thể tác dụng dài hạn hay ngắn hạn.

Về mặt trị số, mỗi loại tải trọng đều có trị số tiêu chuẩn và trị số tính toán. Trị số tiêu chuẩn của tải trọng g_n (còn gọi là tải trọng tiêu chuẩn), được lấy theo tiêu chuẩn thiết kế hoặc được tính từ các số liệu thực tế. Trị số tính toán của tải trọng g (còn gọi là tải trọng tính toán) được xác định bằng cách lấy trị số tiêu chuẩn nhân với hệ số tin cậy về tải trọng là hệ số xét đến khả năng thay đổi trị số tải trọng:

$$g = ng_n. \quad (2.6)$$

Để xác định nội lực bất lợi trong kết cấu, cần phải tổ hợp tải trọng. Những tải trọng có khả năng tác dụng đồng thời thì lập thành một tổ hợp tải trọng. Có thể có nhiều tổ hợp tải trọng, nhưng tại một tiết diện nào đó của cấu kiện thì chỉ có một tổ hợp gây ra nội lực bất lợi nhất. Mặt khác, một tổ hợp nào đó là bất lợi nhất đối với tiết diện này

nhưng lại không phải là bất lợi nhất đối với tiết diện khác. Những vấn đề đó là khá phức tạp, sẽ được xét đến trong từng trường hợp tính toán cụ thể.

Tiêu chuẩn thiết kế quy định ba loại tổ hợp tải trọng:

- *Tổ hợp cơ bản* gồm các tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời, có thể đồng thời tác dụng lên công trình.

- *Tổ hợp đặc biệt* gồm một tổ hợp cơ bản thêm một trong số các tải trọng đặc biệt có thể đồng thời tác dụng.

- *Tổ hợp tải trọng thi công* gồm trọng lượng bản thân các cấu kiện và các loại tải trọng khác có thể đồng thời tác dụng lên công trình trong thời gian thi công.

Sự xuất hiện cùng một lúc nhiều tải trọng mà mỗi tải trọng đều đạt trị số lớn nhất của nó là ít có khả năng xảy ra hơn so với khi chỉ có ít tải trọng. Để xét đến thực tế đó, người ta dùng hệ số tổ hợp tải trọng trong công thức xác định nội lực tính toán. Cách dùng hệ số tổ hợp tải trọng sẽ được xét kỹ hơn trong phần kết cấu nhà BTCT.

2.4. QUAN HỆ GIỮA ỨNG SUẤT TRONG CỐT THÉP VÀ CHIỀU CAO VÙNG NÉN CỦA TIẾT DIỆN

Ở giai đoạn phá hoại, những cấu kiện có cốt thép nhóm A-I, A-II và A-III, ứng suất trong cốt thép đạt tới giới hạn chảy vật lý khi kéo hoặc nén, trong tính toán lấy là R_s hoặc R_{sc} . Nếu cốt thép quá nhiều, thì khi bê tông vùng nén bị ép vỡ, ứng suất trong cốt thép chịu kéo không đạt giới hạn chảy mà chỉ đạt một giá trị $\sigma_s < R_s$. Trong cấu kiện chịu nén lệch tâm, khi lệch tâm bé ($\xi > \xi_r$) trong cốt thép ở phía tiết diện chịu nén ít, ứng suất là kéo hoặc nén với $\sigma_s < R_s$. Trong những trường hợp vừa nêu, khi tính toán về độ bền, cần có cách xác định giá trị σ_s , muôn vậy phải có một hệ thức bổ sung. Bằng nghiên cứu thực nghiệm, có thể xác định quan hệ $\sigma_s = f(\xi)$, trong đó $\xi = x/h_0$ là chiều cao tương đối của miền chịu nén khi sử dụng biểu đồ ứng suất nén trong bê tông dạng chữ nhật thay thế cho biểu đồ cong.

Kết quả nghiên cứu thực nghiệm cho thấy rằng biến dạng của cốt thép ε_s và chiều cao tương đối của miền chịu nén ξ tại thời điểm phá hoại có quan hệ với nhau theo luật hyperbol, có thể xấp xỉ bởi hệ thức:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{b,u}}{1 - \frac{\xi_o}{\xi}} \left(\frac{\xi}{\xi_o} - 1 \right) + \varepsilon_p \quad (2.7)$$

Trong đó: $\varepsilon_{b,u}$ - biến dạng giới hạn của bê tông khi nén đúng tâm;

ε_p - biến dạng của cốt thép căng trong cấu kiện ứng lực trước (với cấu kiện BTCT thường thì $\varepsilon_p = 0$);

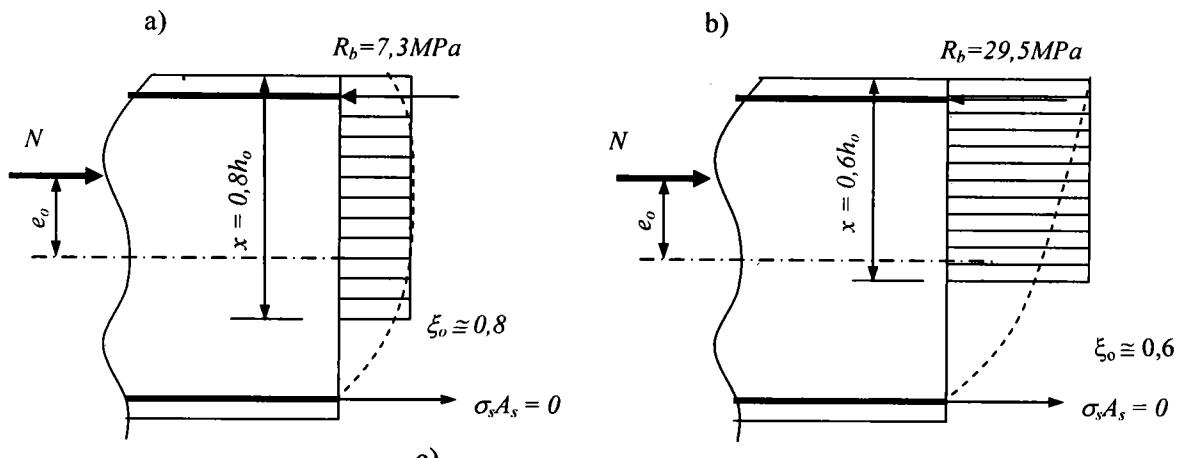
$$I, I = h/h_o;$$

ξ_o - là giá trị ξ sao cho biến dạng (và ứng suất) trong cốt thép bằng 0.

Theo kết quả thí nghiệm, trị số ξ_o phụ thuộc cường độ bêtông. Đối với bêtông nặng:

$$\xi_o = 0,85 - 0,008R_b \quad (2.8)$$

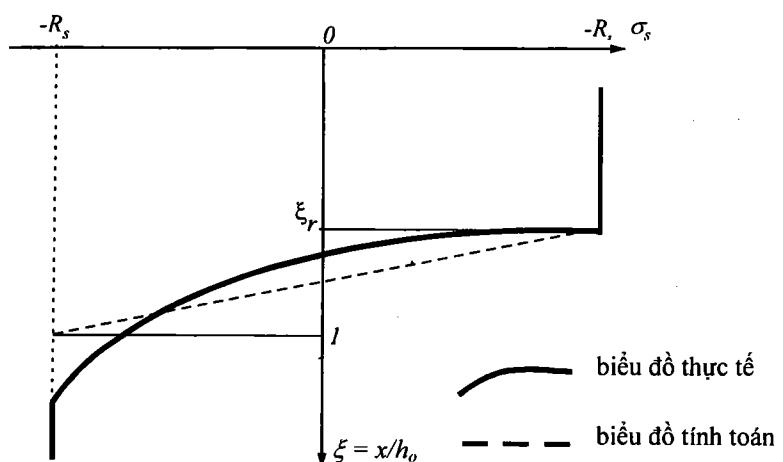
Trong đó R_b tính bằng MPa. Có thể hiểu ξ_o như một hệ số điều chỉnh biến độ ứng suất nén của bêtông hay như một đặc trưng cho tính biến dạng của bêtông vùng nén. Cường độ bêtông càng lớn thì biến độ ứng suất càng gần giống với hình tam giác, còn tính biến dạng thì giảm đi (ξ_o giảm đi xem hình 2.2,a,b).



Hình 2.2. Ảnh hưởng của chiều cao vùng chịu nén đối với ứng suất trong cốt thép σ_s .

a) và b) Sự phụ thuộc của hệ số ξ_o vào cấp độ bền bêtông khi B12,5 và khi B60;

c) Sự phụ thuộc của σ_s vào chiều cao vùng nén bêtông ở giai đoạn phá hoại.



Nhân cả hai vế của (2.7) với môđun đàn hồi của thép E_s sẽ được:

$$\sigma_s = \frac{\sigma_e}{1 - \frac{\xi_o}{\xi}} \left(\frac{\xi_o}{\xi} - 1 \right) + \sigma_p \quad (2.9)$$

Trong đó: $\sigma_e = \epsilon_{b,u} E_s = R_{sc}$. Với thép có giới hạn chảy vật lý $\epsilon_{b,u} = \epsilon_{pl} = 0,002$ (tức 0,2%), $\sigma_e = R_{sc} = 0,002 \times 200000 = 400 \text{ MPa}$.

$\sigma_p = \varepsilon_p E_s$ - ứng suất trong cốt thép căng (nếu có). Do đó, đối với BTCT thường:

$$\sigma_s = \frac{400}{1 - \frac{\xi_o}{1,1}} \left(\frac{\xi_o}{\xi} - 1 \right). \quad (2.10)$$

Nếu trong (2.10) cho $\sigma_s = R_s$ và $\xi = \xi_r$ thì nhận được giá trị chiều cao vùng nén giới hạn ξ_r , mà ứng với nó, ứng suất trong cốt thép đạt giới hạn chảy:

$$\xi_r = \frac{\xi_o}{1 + \frac{R_s}{400} \left(1 - \frac{\xi_o}{1,1} \right)}. \quad (2.11)$$

Với cấu kiện làm bằng bêtông B20 hoặc nhỏ hơn, cốt thép A-I, A-II và A-III, quan hệ (2.10) có thể được đơn giản hóa thành quan hệ tuyến tính trong phạm vi ứng suất trong cốt thép từ R_s đến $R_{sc} = -R_s$:

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - \xi}{1 - \xi_r} - 1 \right) R_s. \quad (2.12)$$

Trên hình 2.2b, đường nét liền đậm biểu thị quan hệ (2.10), còn đường nét đứt biểu thị quan hệ đơn giản hóa (2.12).

2.5. CHỈ DẪN CHUNG VỀ CẤU TẠO CỦA CẤU KIỆN BÊTÔNG CỐT THÉP

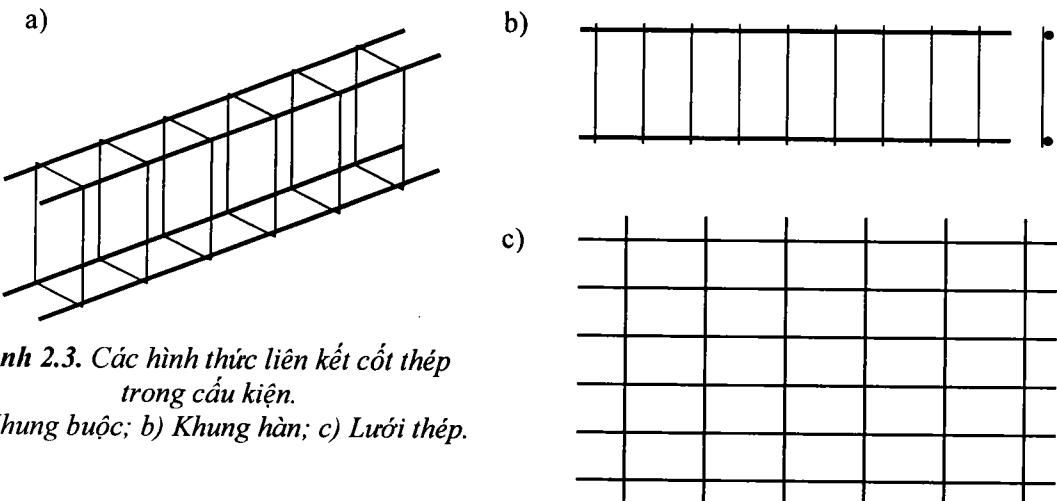
Các cấu kiện BTCT phải được cấu tạo hợp lý về hình dáng, kích thước và sự bố trí cốt thép, nhằm bảo đảm khả năng chịu lực và sự làm việc bình thường trong suốt thời gian sử dụng công trình.

2.5.1. Bố trí cốt thép trong cấu kiện

Theo chức năng, cốt thép trong cấu kiện có hai loại: cốt thép chịu lực và cốt thép cấu tạo (cốt thép thi công).

Cốt thép chịu lực được xác định theo tính toán. Tỉ số phần trăm cốt thép $\mu\%$ (còn gọi là hàm lượng cốt thép) so với diện tích mặt cắt phải nằm trong khoảng giữa μ_{min} và μ_{max} . Tỉ số tối thiểu μ_{min} và tỉ số tối đa μ_{max} sẽ được xác định cho từng loại cấu kiện cụ thể.

Cốt thép cấu tạo có nhiều công dụng: liên kết với cốt thép chịu lực thành một khung thép có độ cứng nhất định để có thể đổ bêtông, chịu các ứng suất tập trung, ứng suất do co ngót của bêtông và ứng suất do thay đổi nhiệt độ. Cốt thép cấu tạo thường không tính toán mà được bố trí theo kinh nghiệm hoặc theo quy định của quy phạm. Tuy được gọi là cốt thép cấu tạo nhưng trong nhiều trường hợp chúng đóng một vai trò quan trọng đối với sự làm việc của kết cấu BTCT; nếu thiếu hoặc bố trí không hợp lý, kết cấu có thể không phát huy hết khả năng chịu lực hoặc bị hư hỏng cục bộ.



Hình 2.3. Các hình thức liên kết cốt thép trong cầu kiện.

a) *Khung buộc*; b) *Khung hàn*; c) *Lưới thép*.

Các loại cốt thép không chỉ được tính toán về diện tích cần thiết, mà còn phải được bố trí một cách hợp lý trong cầu kiện. Hai yếu tố chính cần được phối hợp khi bố trí cốt thép là đường kính và khoảng cách giữa các thanh cốt thép.

Đối với cốt thép chịu lực, khi diện tích đã được xác định, đường kính cốt thép và khoảng cách giữa chúng có quan hệ với nhau. Đường kính cốt thép quá lớn hoặc quá bé đều giảm tác dụng chịu lực của cầu kiện. Khi tính toán và cấu tạo các loại cầu kiện cụ thể sẽ có chỉ dẫn về việc chọn đường kính cốt thép. Về mặt khoảng cách, khe hở giữa các thanh cốt thép nói chung không được nhỏ hơn 30 mm khi đổ bê tông theo phương nằm ngang và không được nhỏ hơn 50 mm khi đổ bê tông theo phương thẳng đứng. Mặt khác, khoảng cách cốt thép nói chung không được lớn hơn 200 mm trong các bản mỏng dưới 150 mm và không lớn hơn 400 mm trong cột và đầm. Khoảng cách cốt thép quá lớn thì sự phân bố nội lực trên tiết diện không đều, ảnh hưởng không tốt đến khả năng truyền lực qua lại giữa cốt thép và bê tông. Nhưng khoảng cách quá nhỏ thì lớp bê tông bao bọc xung quanh bề mặt cốt thép bị giảm, khả năng truyền lực cũng giảm, hơn nữa còn gây khó khăn cho thi công.

Trong cầu kiện, các thanh cốt thép không đặt rời rạc mà phải được liên kết với nhau bằng buộc hoặc hàn, tạo thành các *khung thép* hoặc *lưới thép* (hình 2.3).

2.5.2. Neo, uốn và nối cốt thép

Uốn cốt thép thường gấp khi bố trí cốt xiên trong cầu kiện. Góc uốn cốt xiên không được quá nhỏ để tránh sự ép nát bê tông; bán kính cong của chỗ uốn thường được lấy là $r = 10d$ (hình 2.4,a). Cốt đai cũng được uốn để bao quanh các thanh cốt dọc (cốt xiên và cốt đai gọi chung là cốt ngang).

Cốt thép phải được neo để tránh bị kéo tuột khỏi bê tông. Trong khung và lưới thép buộc, các thanh chịu kéo bằng thép tròn trơn cần được uốn móc ở hai đầu. Cốt thép tròn

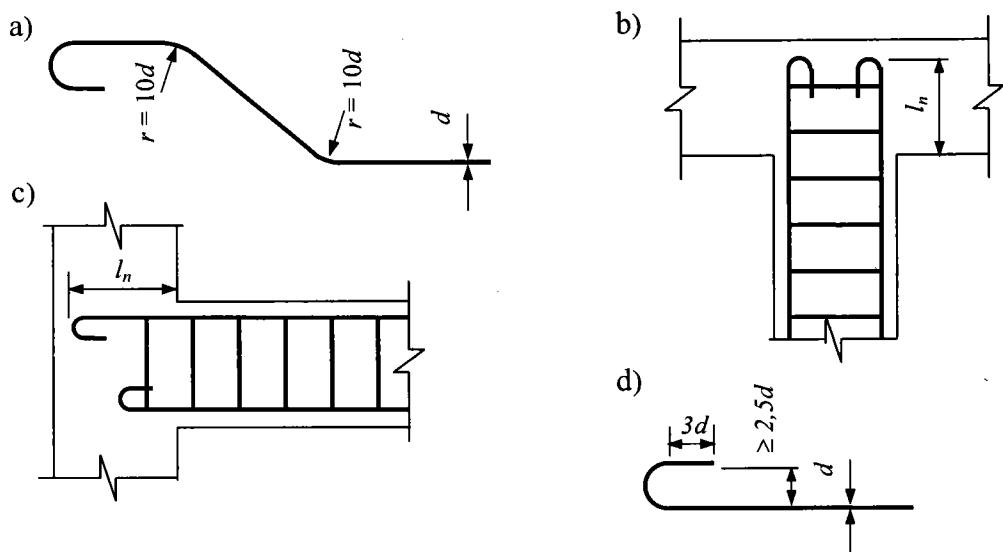
tron dùng trong khung và lưới hàn, cũng như cốt thép có gờ thì không cần uốn móc. Đoạn cốt thép kể từ đầu mút đến vị trí mà cốt thép được tính toán với toàn bộ khả năng chịu lực của nó (hình 2.4,b,c) gọi là đoạn neo. Dựa vào kết quả thí nghiệm, quy phạm quy định chiều dài tối thiểu của đoạn neo $l_{n,min}$ (xem bảng 2.1), còn chiều dài đoạn neo l_n được xác định theo công thức sau:

$$l_n = \left(m \frac{R_s}{R_b} + \lambda \right) d \geq l_{n,min} \quad (2.13)$$

Trong đó: d - đường kính cốt thép dọc được neo;

m và λ - các hệ số trong bảng 2.1;

R_s, R_b - cường độ chịu nén tính toán của thép và bêtông.



Hình 2.4. Uốn và neo cốt thép:
a) Uốn; b, c) Neo; d) Móc.

Khi chiều dài đoạn neo tính theo (2.13) không đủ và thanh cốt thép không có móc, thì cần thiết phải có thiết bị neo đặc biệt.



Hình 2.5. Nối buộc cốt thép
a) Nối thép thanh; b) Nối thép lưới.

Nối cốt thép là trường hợp thường gặp khi các thanh cốt thép không đủ chiều dài. Theo quy định, cốt thép chỉ được nối ở những vị trí có nội lực không lớn. Có thể nối chồng (hình 2.5) hoặc nối hàn (hình 2.6). Nối chồng (buộc) chỉ được thực hiện với các

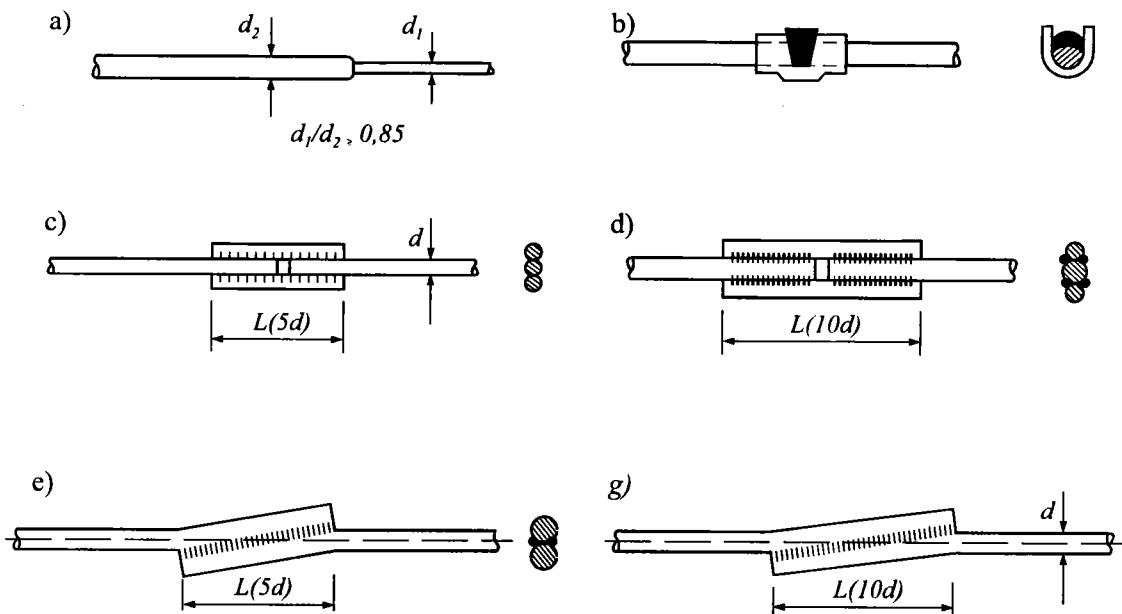
thanh cốt thép chịu nén và không được nối chồng những thanh có đường kính lớn hơn 30 mm.

Bảng 2.1. Chiều dài tối thiểu của đoạn neo $l_{n,min}$.

Điều kiện làm việc của cốt thép	Hệ số m		Hệ số λ	$l_{n,min}$
	Cốt thép trơn	Cốt thép gờ		
Cốt chịu kéo được neo trong vùng bêtông chịu kéo	1,2	0,7	11	25d; 250 mm
Cốt chịu kéo hoặc nén được neo trong vùng bêtông chịu nén	0,8	0,5	8	15d; 200 mm
Mỗi nối chồng trong vùng bêtông chịu kéo	1,55	0,9	11	30d; 250 mm
Mỗi nối chồng trong vùng bêtông chịu nén	1	0,65	8	15d; 200 mm

2.5.3. Lớp bêtông bảo vệ

Lớp bêtông bảo vệ tính từ mép cầu kiện đến mép gần nhất của cốt thép (hình 2.7). Nó có tác dụng đảm bảo sự làm việc đồng thời của cốt thép và bêtông trong mọi giai đoạn làm việc của kết cấu, đồng thời bảo vệ cốt thép không bị ăn mòn do môi trường bên ngoài. Trong mọi trường hợp, chiều dày lớp bêtông bảo vệ (C) không được nhỏ hơn đường kính (d) của cốt thép được bảo vệ và không nhỏ hơn:



Hình 2.6. Nối hàn cốt thép.

a) *Hàn đối đầu khi $d \geq 10\text{mm}$* ; b) *Hàn máng*; c, d) *Hàn có thanh nẹp*; e, f) *Hàn chồng*.

a) Đối với cốt thép dọc chịu lực:

- Trong bản và tường có chiều dày h :

+ $h \leq 100 \text{ mm}$:

$$C = 10 \text{ mm} (15 \text{ mm})$$

+ $h > 100 \text{ mm}$:

$$C = 15 \text{ mm} (20 \text{ mm})$$

- Trong đầm và đầm sườn có chiều cao h :

+ $h < 250 \text{ mm}$:

$$C = 15 \text{ mm} (20 \text{ mm})$$

+ $h \geq 250 \text{ mm}$:

$$C = 20 \text{ mm} (25 \text{ mm})$$

- Trong cột:

- Trong đầm móng:

$$C = 20 \text{ mm} (25 \text{ mm})$$

$$C = 30 \text{ mm}$$

- Móng:

+ Lắp ghép:

$$C = 30 \text{ mm}$$

+ Đỗ bêtông tại chỗ khi có bêtông lót:

$$C = 35 \text{ mm}$$

+ Đỗ bêtông tại chỗ khi không có bêtông lót: $C = 70 \text{ mm}$.

$C = 20 \text{ mm}$ trong cột và đầm có $h > 100 \text{ mm}$;

$C = 30 \text{ mm}$ trong móng lắp ghép và đầm có $h > 250 \text{ mm}$;

$C = 35 \text{ mm}$ trong móng đỗ bêtông tại chỗ khi có bêtông lót;

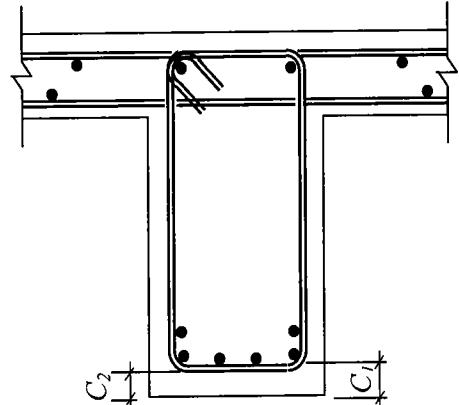
$C = 70 \text{ mm}$ trong móng đỗ bêtông tại chỗ khi không có bêtông lót.

b) Đối với cốt đai, cốt phân bố và cốt cầu tạo:

- Khi chiều cao tiết diện nhỏ hơn 250 mm : $C = 10 \text{ mm} (15 \text{ mm})$

- Khi chiều cao tiết diện $\geq 250 \text{ mm}$: $C = 15 \text{ mm} (20 \text{ mm})$.

(Các trị số trong ngoặc áp dụng cho kết cấu ngoài trời hoặc những nơi ẩm ướt; đối với kết cấu trong vùng chịu ảnh hưởng của môi trường biển, chiều dày lớp bêtông bảo vệ lấy theo quy định của tiêu chuẩn hiện hành TCXDVN 327:2004).



2.5.4. Mối nối trong kết cấu lắp ghép

Để liên kết các bộ phận của kết cấu lắp ghép, khi thi công phải chừa các đầu cốt thép ra ngoài hoặc bố trí sẵn các chi tiết thép; sau khi lắp ghép thì hàn nối các đầu cốt thép hoặc các chi tiết thép của các bộ phận lại với nhau rồi đổ bêtông lắp kín chỗ nối.

Hình 2.7: Lớp bêtông bảo vệ
 C_1 : của cốt dọc; C_2 : của cốt đai

Theo tính chất làm việc, có mối nối cứng và mối nối khớp. Mối nối khớp có cấu tạo đơn giản, chỉ cần đặt trực tiếp bộ phận này lên bộ phận kia và dùng các liên kết để tránh dịch chuyển. Mối nối cứng có nhiệm vụ chịu mômen nên phải được cấu tạo chắc chắn như trong kết cấu toàn khối.

Theo đặc điểm cấu tạo, có có mối nối khô và mối nối ướt. Mối nối khô được thực hiện bằng cách hàn các chi tiết đặt sẵn ở đầu các bộ phận lắp ghép và dùng vữa bêtông lắp kín để bảo vệ cốt thép. Mối nối ướt thực hiện bằng cách hàn các đầu cốt thép chịu lực chừa sẵn lại với nhau và đổ bêtông chèn kín chỗ nối. Trong mối nối ướt, khi bêtông đủ cường độ cần thiết thì mối nối mới bắt đầu phát huy khả năng chịu lực.

2.6. SỰ HƯ HỎNG CỦA KẾT CẤU BTCT

Bêtông và cốt thép cùng chịu tải trọng cho đến khi kết cấu bị phá hoại. Với thanh chịu kéo, sau khi bêtông bị nứt, cốt thép chịu toàn bộ lực kéo và thanh bị xem là bị phá hoại khi ứng suất trong cốt thép đạt giới hạn chảy. Với cột chịu nén, sự phá hoại bắt đầu khi ứng suất trong bêtông đạt cường độ chịu nén. Sự phá hoại của đàm chịu uốn có thể bắt đầu từ cốt thép ở vùng kéo khi ứng suất trong nó đạt giới hạn chảy hoặc bắt đầu từ vùng nén khi ứng suất trong bêtông đạt cường độ chịu nén.

BTCT có thể bị hư hỏng do các tác dụng cơ học, hoá học và sinh học của môi trường.

Về cơ học, bêtông có thể bị bào mòn do mưa và dòng chảy, đặc biệt là trong công trình thuỷ lợi, giao thông. Để chống lại các tác dụng cơ học, cần bảo đảm cường độ cần thiết cho bêtông và độ đặc chắc ở bề mặt công trình.

Về sinh học, các loại rong, rêu, hè, vi khuẩn ở sông, biển gây tác dụng phá hoại bề mặt bêtông.

Về hoá học, bêtông bị xâm thực bởi các chất hoá học như axit, muối tồn tại trong môi trường.

Cốt thép có thể bị xâm thực do tác dụng hoá học và điện phân của môi trường. Khi cốt thép bị gi, thể tích lớp gi tăng lên nhiều lần so với thể tích kim loại ban đầu, nó chèn ép lên bêtông, gây ra vết nứt, phá hỏng lớp bảo vệ. Sự xuất hiện vết nứt quá rộng làm cho cốt thép dễ bị gi. Trong môi trường có hơi nước mặn, môi trường có nhiệt độ và độ ẩm cao, cốt thép bị gi nhanh hơn. Ngoài ra, ứng suất cao, sự gia công nguội cũng làm cho cốt thép dễ bị gi.

Chóng gi cho cốt thép là một yêu cầu hết sức quan trọng. Việc làm sạch bề mặt cốt thép và dùng nước sạch là điều bắt buộc khi thi công đổ bêtông.

BTCT còn bị hư hỏng do quá trình lão hoá dẫn đến sự suy thoái của lực dính; vật liệu có thể trở thành rời rạc, làm mất khả năng chịu lực của bêtông.

Ngoài những nguyên nhân trên, công trình BTCT còn bị hư hỏng do những sai lầm chủ quan của con người trong thiết kế, thi công và quản lý.

Ngày nay với những thành tựu mới về phương pháp kiểm tra chất lượng vật liệu, với những thiết bị đo truyền sóng siêu âm, sự xuất hiện của vật liệu polymer, công nghệ chế tạo cấu kiện ứng lực trước v.v... đã xuất hiện một lĩnh vực công nghệ mới về gia công, phục hồi khả năng chịu lực của kết cấu BTCT, đem lại giá trị kinh tế, kỹ thuật rất lớn.

Chương 3

CẤU KIỆN CHỊU UỐN

3.1. ĐẶC ĐIỂM CẤU TẠO CẤU KIỆN CHỊU UỐN

Cấu kiện chịu uốn là những cấu kiện chịu các thành phần nội lực là mômen và lực cắt. Dựa theo hình dáng và hình thức chịu lực, cấu kiện chịu uốn được phân thành hai loại chính: bản và dầm.

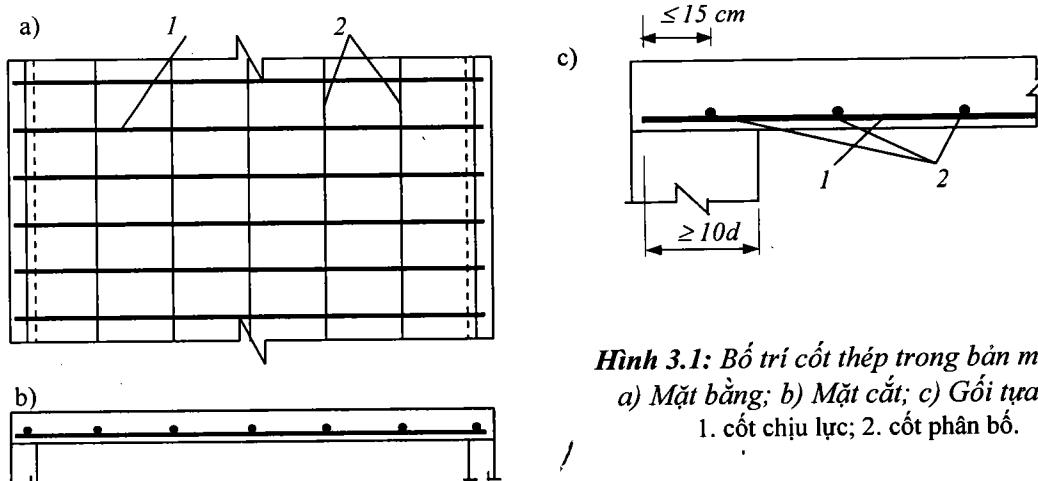
3.1.1. Cấu tạo của bản

Bản là những cấu kiện có chiều dày khá nhỏ so với hai kích thước còn lại; tải trọng tác dụng theo phương thẳng góc với mặt phẳng bản. Trong kết cấu xây dựng dân dụng và công nghiệp, chiều dày bản sàn h trong khoảng $6 \div 12 \text{ cm}$. Trong kết cấu công trình giao thông và thủy lợi, h thường lớn hơn nhiều. Với bản kiểu dầm (bản làm việc một phương), chiều dày bản không nhỏ hơn $1/25$ so với nhịp của bản; với bản làm việc hai phương, chiều dày bản khoảng $1/30$ so với nhịp. Bê tông bản sàn thường dùng các cấp độ bền B12,5, B15 và B20.

Cốt thép trong bản gồm hai loại: cốt chịu lực và cốt phân bố.

Cốt chịu lực của bản thuộc nhóm thép A-I hoặc A-II, được tính toán theo mômen uốn; được cấu tạo thành lưỡi hàn hoặc lưỡi buộc. Đường kính cốt chịu lực $d = 6 \div 12 \text{ mm}$. Khoảng cách giữa các thanh cốt chịu lực, để dễ đổ bê tông, không nhỏ hơn 7 cm , nhưng cũng không lớn hơn 20 cm .

Trong bản làm việc hai phương, cốt thép theo cả hai phương đều là cốt chịu lực.



Hình 3.1: Bố trí cốt thép trong bản một nhịp
 a) Mặt bằng; b) Mặt cắt; c) Gối tựa đơn.
 1. cốt chịu lực; 2. cốt phân bố.

Trong bản kiểu dầm, cốt chịu lực là cốt theo phương làm việc chủ yếu của bản. Cốt theo phương thẳng góc với cốt chịu lực là cốt phân bố (cốt cấu tạo), có tác dụng giữ vị trí các cốt chịu lực khi đổ bêtông, phân bố ảnh hưởng của nội lực đều đặn hơn và chịu các ứng suất chưa được xét tới trong tính toán như ứng suất do co ngót và nhiệt độ thay đổi gây ra. Cốt phân bố có đường kính $6 \div 8 \text{ mm}$, số lượng không ít hơn 10% so với số lượng cốt chịu lực tại vị trí có mômen uốn lớn nhất. Về vị trí, cốt phân bố đặt gần trực trung hòa hơn cốt chịu lực (hình 3.1,c). Cốt phân bố không cần tính toán mà được chọn và bố trí với khoảng cách $25 \div 35 \text{ cm}$ và thường dùng thép nhóm A-I.

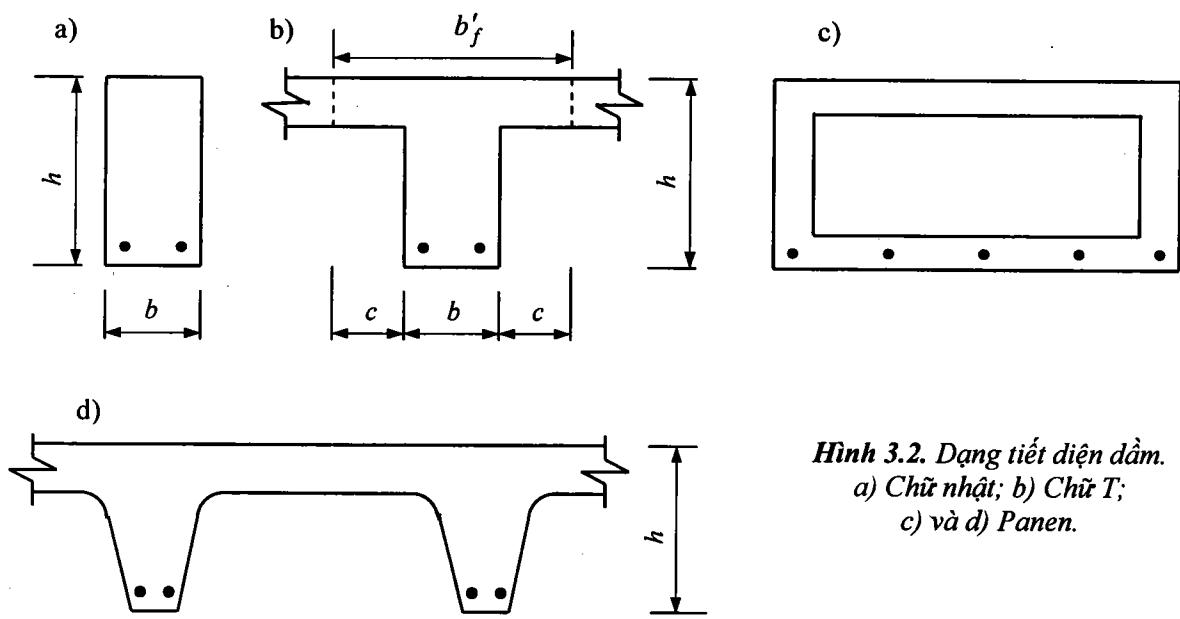
Tại gối tựa, cốt chịu lực phải được kéo sâu quá mép gối một đoạn không ít hơn $10d$ (d là đường kính cốt chịu lực) và trong phạm vi gối tựa phải có cốt phân bố (hình 3.1,c).

Các cốt chịu lực và cốt phân bố không đặt rời rạc mà được liên kết với nhau bằng cách buộc hoặc hàn thành lưới. Khi mặt bằng công trình lớn, thường dùng lưới thép hàn cuộn được chế tạo sẵn, rải theo phương chịu lực của bản. Chỉ khi mặt bằng nhỏ mới dùng lưới thép buộc tại chỗ.

Phần tính toán và cấu tạo bản BTCT sẽ trình bày kỹ hơn trong chương Sàn toàn khói. Chương này chủ yếu xét về dầm.

3.1.2. Cấu tạo của dầm

Dầm là loại cấu kiện có các kích thước tiết diện khá nhỏ so với chiều dài. Dầm BTCT có các dạng tiết diện thường dùng là chữ nhật, chữ T, chữ I và hộp; thường gấp nhất là chữ nhật và chữ T (hình 3.2). Với tiết diện chữ nhật, tỉ số giữa chiều rộng và chiều cao hợp lý nhất là $b/h = 1/4 \div 1/2$; tỉ số giữa chiều cao và nhịp dầm h/l nằm trong khoảng $1/12 \div 1/8$.



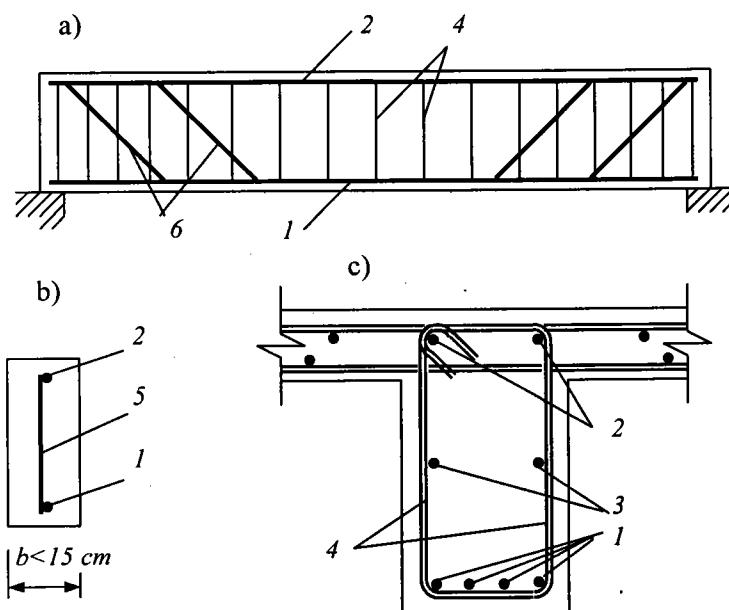
Hình 3.2. Dạng tiết diện dầm.
a) Chữ nhật; b) Chữ T;
c) và d) Panen.

Các loại cốt thép trong đầm gồm có: cốt dọc chịu lực, cốt dọc thi công, cốt đai và cốt xiên.

Cốt dọc chịu lực thuộc nhóm thép A-I hoặc A-II, đường kính d trong khoảng $12 \div 32 mm$. Khe hở giữa các cốt phải đủ để đổ bêton, trong mọi trường hợp không được nhỏ hơn đường kính cốt thép, không nhỏ hơn kích thước lớn nhất của cốt liệu. Chiều dày lớp bảo vệ chọn theo yêu cầu cấu tạo đã nêu ở mục 2.3.3 và tối thiểu phải là $3 cm$. Trong đầm có bề rộng $b > 15 cm$, phải có ít nhất hai thanh cốt dọc chịu lực; khi $b \leq 15 cm$ có thể chỉ bố trí một thanh. Các cốt dọc chịu lực có thể bố trí thành một hoặc vài lớp.

Cốt dọc thi công đặt theo yêu cầu cấu tạo, có nhiệm vụ giữ vị trí các cốt đai trong lúc thi công và chịu ứng suất do co ngót và sự thay đổi nhiệt độ. Chúng có đường kính $d = 10 \div 12 mm$, thuộc nhóm thép A-I hoặc A-II. Theo chiều cao đầm, các cốt dọc phải được bố trí với khoảng cách không lớn hơn $40 cm$; vì vậy, nếu chiều cao đầm lớn hơn $50 cm$, phải đặt thêm cốt dọc phụ như các thanh số 3 trên hình 3.3,c. Tổng diện tích các cốt dọc thi công không nhỏ hơn $0,1\%$ diện tích sườn đầm.

Cốt xiên và cốt đai trong đầm có tác dụng chịu lực cắt – nguyên nhân chính gây ra khe nứt nghiêng ở những đoạn đầm gần gối tựa. Cốt xiên thường dùng trong khung thép buộc, và thường là do cốt dọc uốn lên. Góc uốn cốt xiên thường là 45° ; nếu chiều cao đầm nhỏ hơn $30 cm$, góc uốn có thể là 30° . Khi chiều cao đầm lớn hơn $80 cm$, góc uốn là 60° . Trong khung thép hàn, thường tính toán sao cho không phải dùng đến cốt xiên; khi đó cốt đai phải dày lên để đủ khả năng chịu lực cắt.



Hình 3.3. Cốt thép trong đầm.
a) Cắt dọc đầm; b) Đai một nhánh; c) Đai hai nhánh.

1. cốt dọc chịu lực; 2 và 3. cốt cầu tạo; 4 và 5. cốt đai; 6. cốt xiên.

Cốt đai trong khung thép buộc thường dùng nhôm thép A-I, là loại cốt bao quanh các cốt dọc, có đường kính $6 \div 8 \text{ mm}$; khi chiều cao dầm $h > 80 \text{ cm}$ thì dùng đường kính $8 \div 10 \text{ mm}$. Khoảng cách giữa các cốt đai được xác định theo tính toán, nhưng trong mọi trường hợp không quá 30 cm trên đoạn $1/4$ nhịp dầm kể từ gối tựa và không quá 50 cm trên đoạn giữa dầm. Mỗi vòng cốt đai bao quanh không quá 5 thanh cốt dọc chịu kéo và không quá 3 thanh cốt dọc chịu nén. Do yêu cầu đó nên khi có nhiều cốt dọc thì cốt đai phải đặt thêm nhánh phụ. Khi bề rộng dầm b nhỏ hơn 15 cm và chỉ có một thanh cốt dọc thì cốt đai chỉ gồm một nhánh (hình 3.3,b).

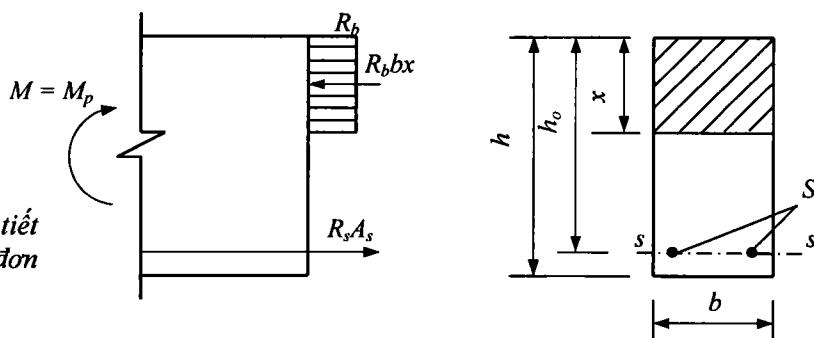
Những yêu cầu cấu tạo của cốt đai sẽ được trình bày kỹ hơn ở mục 3.6.2.

3.2. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU UỐN TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT VỀ CƯỜNG ĐỘ

3.2.1. Tiết diện chữ nhật cốt đơn

a) Sơ đồ và các công thức cơ bản của trường hợp cốt đơn

Cốt đơn là trường hợp chỉ có cốt thép ở miền chịu kéo (ký hiệu là cốt thép S), còn miền chịu nén không có cốt thép, hoặc có nhưng không được xét đến trong tính toán.



Hình 3.4: Để tính tiết diện chữ nhật cốt đơn

Sơ đồ tính trên hình 3.4 vẽ cho trường hợp mômen căng phía dưới của dầm; miền chịu nén là phần vách chéo. Dựa vào giai đoạn phá hoại, trường hợp phá hoại dẻo: ứng suất nén do bêtông chịu, còn ứng suất kéo chỉ do cốt thép chịu. Thực tế các khe nứt không kéo dài đến sát trục trung hòa nên vẫn có một phần nhỏ bêtông chịu kéo, nhưng không được xét đến, nghĩa là bêtông ở miền chịu kéo coi như hoàn toàn không có tác dụng chịu kéo. Bêtông ở miền chịu nén có biểu đồ ứng suất dạng đường cong (xem hình 2.1,d), nhưng để tiện lợi cho tính toán, biểu đồ cong được thay bằng biểu đồ phân bố đều, với trị số bằng cường độ chịu nén tính toán R_b của bêtông. Còn ứng suất kéo trong cốt thép được lấy bằng cường độ chịu kéo tính toán R_s của thép.

Ở giai đoạn phá hoại, mômen uốn tác dụng tại tiết diện đang xét có trị số bằng mômen phá hoại, ký hiệu là M_p .

Từ phương trình cân bằng mômen của các lực tác dụng tại tiết diện đối với trục s-s (trục đi qua trọng tâm các cốt thép S và thẳng góc với mặt phẳng uốn - hình 3.4,b):

$$\Sigma M /_{s-s} = 0 \Leftrightarrow M_p - R_b b x (h_o - x/2) = 0$$

viết được điều kiện cường độ dưới dạng:

$$M \leq M_p = R_b b x (h_o - x/2). \quad (3.1)$$

Từ phương trình cân bằng hình chiếu $\Sigma F = 0$ của các lực lên trực của cầu kiện suy ra:

$$R_b b x = R_s A_s \quad (3.2)$$

Trong các công thức trên:

M - mômen uốn tính toán, chính là mômen uốn do tải trọng tính toán thuộc tần hợp bất lợi nhất gây ra, xác định theo công thức chung 2.2;

R_b - cường độ chịu nén tính toán của bêtông;

R_s - cường độ chịu kéo tính toán của thép;

x - chiều cao miền chịu nén của tiết diện;

h_o - chiều cao hữu ích của tiết diện: $h_o = h - a$;

a - khoảng cách từ trọng tâm các cốt thép đến mép chịu kéo của tiết diện, được chọn trước dựa theo yêu cầu về chiều dày lớp bảo vệ;

b, h - chiều rộng và chiều cao tiết diện chữ nhật;

A_s - tổng diện tích tiết diện các cốt thép chịu lực.

Các công thức 3.1 và 3.2 là những công thức cơ bản. Chúng chỉ đúng với sơ đồ tính trên hình 3.4, nghĩa là chỉ đúng nếu bêtông và cốt thép đều phát huy hết cường độ của chúng. Như đã nêu ở mục 3.2, muốn đạt được điều này thì cốt thép không được bố trí quá nhiều. Kết quả nghiên cứu thực nghiệm cho thấy một lượng cốt thép vừa phải là tương đương với *chiều cao miền chịu nén x* được hạn chế sao cho:

$$x \leq \xi_r h_o \quad (3.3)$$

trong đó ξ_r là một hệ số phụ thuộc vào cấp độ bền chịu nén của bêtông và nhóm cốt thép, được xác định bằng công thức thực nghiệm (2.11), trị số ghi ở bảng 5, phụ lục B.

b) *Hàm lượng cốt thép*

Đối với cầu kiện chịu uốn tiết diện chữ nhật, cốt thép đơn, hàm lượng cốt thép là tỉ số phần trăm giữa diện tích cốt thép A_s và diện tích hữu ích của tiết diện: $\mu = \frac{A_s}{bh_o} (\%)$.

$$\text{Đặt } \xi = \frac{x}{h_o} \quad (3.4)$$

và gọi ξ là chiều cao tương đối của miền chịu nén, từ 3.2 có $\frac{A_s}{bh_o} = \frac{x}{h_o} \times \frac{R_b}{R_s}$, hay là:

$$\mu = \xi \frac{R_b}{R_s} \quad (3.5)$$

Mặt khác điều kiện $x \leq \xi_r h_o$ tương đương với $\xi \leq \xi_r$, nên từ 3.3 suy ra

$$\mu \leq \xi_r \frac{R_b}{R_s} = \mu_{\max}. \quad (3.6)$$

Vậy điều kiện (3.3) - điều kiện hạn chế chiều cao miền chịu nén $x \leq \xi_r h_o$ - là tương đương với hạn chế hàm lượng cốt thép μ không được vượt quá hàm lượng tối đa

$$\mu_{\max} = \xi_r \frac{R_b}{R_s}.$$

Mặt khác hàm lượng cốt thép quá nhỏ cũng có thể gây phá hoại đột ngột, tương tự như cầu kiện bêtông (không có cốt thép), cho nên phải khống chế một hàm lượng tối thiểu μ_{\min} . Tiêu chuẩn thiết kế quy định hàm lượng tối thiểu của cốt thép S đối với cầu kiện chịu uốn:

$$\mu_{\min} = 0,05\%.$$

c) Tính diện tích cốt thép cần thiết

Bài toán tính cốt thép đơn đặt ra như sau: biết các kích thước tiết diện (b, h), cấp độ bền bêtông, nhóm cốt thép, mômen uốn M do tải trọng tính toán gây ra, yêu cầu tính diện tích cốt thép cần thiết tại tiết diện đang xét.

Thay $x = \xi_r h_o$ vào điều kiện cường độ (3.1) và viết lại dưới dạng:

$$\begin{aligned} M &\leq M_p = R_b b \xi_r h_o (h_o - \xi_r h_o / 2) = R_b b h_o^2 \xi_r (1 - \xi_r / 2) \\ M &\leq M_p = \alpha R_b b h_o^2 \end{aligned} \quad (3.7)$$

Trong đó:

$$\alpha = \xi_r (1 - \xi_r / 2) \quad (3.8)$$

và phương trình cân bằng lực (3.2) được viết lại dưới dạng:

$$\xi_r R_b b h_o = R_s A_s \quad (3.9)$$

Để tính diện tích cốt thép cần thiết, trước hết chọn a - khoảng cách từ trọng tâm các cốt thép đến mép chịu kéo của tiết diện; $h_o = h - a$; từ (3.7) tính được hệ số α :

$$\alpha = \frac{M}{R_b b h_o^2} \quad (3.10)$$

Do (3.8) nên có thể ký hiệu:

$$\alpha_r = \xi_r (1 - \xi_r / 2).$$

α_r là trị số giới hạn của hệ số α , và điều kiện $x \leq \xi_r h_o$ tương đương với $\alpha \leq \alpha_r$. Do vậy:

- Nếu theo 3.10 tính được $\alpha \leq \alpha_r$, thì tương ứng có:

$$\xi_r = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} \quad (3.11)$$

(hoặc có thể tra ξ ở bảng 6 phụ lục B) và từ 3.9 suy ra diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \xi b h_o \frac{R_b}{R_s} \quad (3.12)$$

Nếu lưu ý $\xi R_b b h_o = R_s A_s$ (3.9) thì điều kiện cường độ còn có thể viết dưới dạng:

$$M \leq M_p = R_s A_s h_o (1 - \xi/2)$$

hay là

$$M \leq M_p = \gamma R_s A_s h_o \quad (3.13)$$

trong đó

$$\gamma = 1 - \xi/2 \quad (3.14)$$

Từ (3.13) có một công thức khác để tính diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M}{\gamma R_s h_o}; \quad (3.15)$$

– Nếu theo (3.10) tính được $\alpha > \alpha_r$, thì cần tăng các kích thước tiết diện (tốt nhất là tăng chiều cao h), rồi tính lại từ đầu.

d) Kiểm tra cường độ

Với một tiết diện đã được bố trí cốt thép, cần xác định mômen uốn tính toán M_p mà cấu kiện có thể chịu được tại tiết diện đó.

Từ (3.9) suy ra chiều cao tương đối của miền chịu nén:

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} \quad (3.16)$$

– Nếu $\xi \leq \xi_r$ thì tương ứng có α theo (3.8): $\alpha = \xi(1 - \xi/2)$;

– Nếu $\xi > \xi_r$ nghĩa là cốt thép quá nhiều (tương đương với $\mu > \mu_{max}$), khi đó để đơn giản tính toán, có thể lấy ξ bằng trị số giới hạn ξ_r , tương đương với $\alpha = \alpha_r$.

Có α , theo (3.7) tính được khả năng chịu lực: $M_p = \alpha R_b b h_o^2$ và điều kiện để cấu kiện không bị phá hoại là:

$$M \leq M_p = \alpha R_b b h_o^2.$$

Ví dụ 3.1. Dầm có tiết diện chữ nhật $b \times h = 20 \times 50$ (cm), bêtông B15, hệ số điều kiện làm việc của bêtông $\gamma_{b2} = 1$; cốt thép nhóm A-II, hệ số điều kiện làm việc của cốt thép $\gamma_s = 1$. Tính diện tích cốt thép cần thiết tại tiết diện có mômen uốn do tải trọng tính toán $M = 96,4$ kNm.

Giải:

Với bêtông B15, với $\gamma_{b2} = 1$, tra bảng 1 phụ lục A được cường độ chịu nén tính toán $R_b = 1 \times 8,5$ MPa.

Cốt thép nhóm A-II, với $\gamma_s = 1$, tra bảng 3 phụ lục A được cường độ chịu kéo tính toán $R_s = 1 \times 280$ MPa.

$\alpha_r = 0,439$ (bảng 5 phụ lục B); $M = 96,4 \text{ kNm} = 96,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$.

Chọn $a = 50 \text{ mm} \Rightarrow h_o = h - a = 500 - 50 = 450 \text{ mm}$.

Tính cốt thép đơn:

$$\alpha = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{96,4 \times 10^6}{8,5 \times 200 \times 450^2} = 0,28 < \alpha_r = 0,439.$$

$$\alpha = 0,28 \Rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,28} = 0,34.$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \xi b h_o \frac{R_b}{R_s} = 0,34 \times 200 \times 450 \times \frac{8,5}{280} = 929 \text{ mm}^2.$$

Hàm lượng cốt thép: $\mu = \frac{A_s}{b h_o} = \frac{929}{200 \times 450} = 1,03\% > \mu_{min} = 0,05\%$ (hợp lý).

Ví dụ 3.2. Cũng các số liệu như ví dụ 3.1, nhưng với $M = 165 \text{ kNm}$.

Giải:

$$M = 165 \text{ kNm} = 165 \cdot 10^6 \text{ Nmm}.$$

Chọn $a = 50 \text{ mm} \Rightarrow h_o = h - a = 500 - 50 = 450 \text{ mm}$.

Tính cốt thép đơn:

$$\alpha = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{165 \times 10^6}{8,5 \times 200 \times 450^2} = 0,479 > \alpha_r = 0,439 \text{ (do kích thước tiết diện quá nhỏ).}$$

Thử tăng chiều cao thành $h = 550 \text{ mm}$, chọn $a = 50 \text{ mm} \Rightarrow h_o = h - a = 550 - 50 = 500 \text{ mm}$.

$\alpha = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{165 \times 10^4}{85 \times 20 \times 50^2} = 0,388 < \alpha_r = 0,428$. Như vậy với $h = 55 \text{ cm}$, tính cốt đơn là hợp lý.

$$\alpha = 0,388 \Rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,388} = 0,526.$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \xi b h_o \frac{R_b}{R_s} = 0,526 \times 20 \times 50 \times \frac{85}{2800} = 15,97 \text{ cm}^2.$$

Hàm lượng cốt thép: $\mu = \frac{A_s}{b h_o} = \frac{15,97}{20 \times 50} = 1,6\% > \mu_{min} = 0,05\%$ (hàm lượng cốt thép

hợp lý).

Ví dụ 3.3. Dầm có tiết diện chữ nhật $b \times h = 20 \times 50 \text{ (cm)}$, bêtông B15, hệ số $\gamma_{b2} = 1$; cốt thép nhóm A-II, hệ số $\gamma_s = 1$. Ở miền chịu kéo, tại một tiết diện cốt thép được bố trí

$3\phi 22$ ($A_s = 11,4 \text{ cm}^2$) với $a = 5 \text{ cm}$. Xác định mômen uốn tính toán M_p mà cấu kiện có thể chịu được tại tiết diện đó.

Giải:

Bêtông B15, với $\gamma_{b2} = 1$, có $R_b = 8,5 \text{ MPa}$.

Cốt thép nhóm A-II, với $\gamma_s = 1$ có $R_s = 280 \text{ MPa}$.

$$\xi_r = 0,650; \alpha_r = 0,439 \text{ (bảng 5 phụ lục B).}$$

$$a = 50 \text{ mm} \Rightarrow h_o = h - a = 500 - 50 = 450 \text{ mm};$$

Theo (3.18) tính được chiều cao tương đối của miền chịu nén:

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{280 \times 1140}{8,5 \times 200 \times 450} = 0,417;$$

$$\xi = 0,417 < \xi_r = 0,650 \Rightarrow \alpha = \xi(1 - \xi/2) = 0,417 \times (1 - 0,417/2) = 0,33;$$

Khả năng chịu lực tại tiết diện:

$$M_p = \alpha R_b b h_o^2 = 0,33 \times 8,5 \times 200 \times 450^2 = 113602500 \text{ Nmm} = 113,6 \text{ kNm.}$$

3.2.2. Tiết diện chữ nhật cốt kép

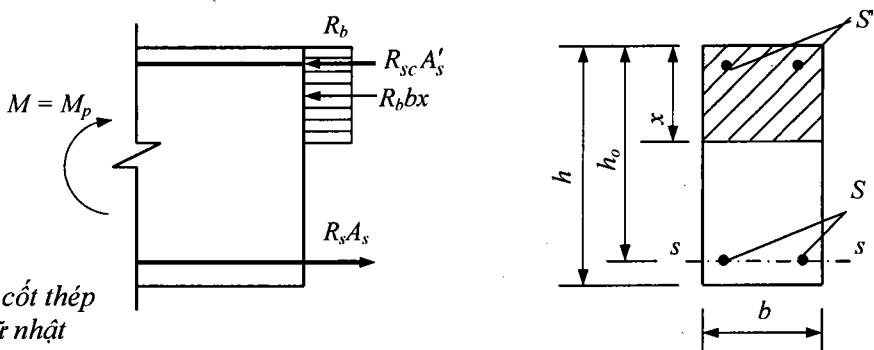
a) Trường hợp tính cốt kép

Như đã biết, khi tính cốt đơn mà hệ số $\alpha > \alpha_r$, thì cần tăng các kích thước tiết diện. Nhưng nếu không thể tăng kích thước tiết diện thì có thể tính toán bố trí cả cốt thép ở miền chịu nén để trợ lực cho bêtông. Cốt kép là trường hợp tính cốt thép ở miền chịu kéo và miền chịu nén. Tuy nhiên cũng chỉ nên tính cốt kép nếu tính cốt đơn được hệ số $\alpha \leq 0,5$. Khi $\alpha > 0,5$ mà tính cốt thép kép là không kinh tế.

Tóm lại chỉ đặt vấn đề tính cốt thép kép đối với tiết diện chữ nhật khi $\alpha_r < \alpha = \frac{M}{R_b b h_o^2} \leq 0,5$.

b) Sơ đồ và các công thức cơ bản của trường hợp tiết diện chữ nhật cốt kép

Sơ đồ tính cốt thép kép vẽ trên hình 3.6.



Hình 3.6: Để tính cốt thép kép tiết diện chữ nhật

Điều kiện cường độ cũng tương tự như trường hợp cốt thép đơn (3.1), chỉ thêm vào về phái số hạng do sự có mặt của cốt thép chịu nén (ký hiệu là cốt thép S'):

$$M \leq M_p = R_b b x (h_o - x/2) + R_{sc} A'_s (h_o - a') \quad (3.19)$$

Phương trình cân bằng lực trong trường hợp này:

$$R_b b x + R_{sc} A'_s = R_s A_s \quad (3.20)$$

Trong đó: a' - khoảng cách từ trọng tâm các cốt thép chịu nén S' đến mép biên chịu nén của tiết diện;

R_{sc} - cường độ tính toán của cốt thép chịu nén;

A'_s - diện tích tiết diện của cốt thép chịu nén S' .

Cũng như trường hợp cốt đơn, để cho hai công thức trên đúng, chiều cao miền chịu nén x phải thỏa mãn điều kiện $x \leq \xi h_o$. Ngoài ra để cốt thép chịu nén phát huy hết cường độ thì nó không được đặt quá gần trục trung hòa, cụ thể chiều cao miền chịu nén x không được nhỏ hơn $2a'$. Viết gọn lại, điều kiện hạn chế về chiều cao miền chịu nén khi tính cốt kép:

$$2a' \leq x \leq \xi h_o. \quad (3.21)$$

c) Tính diện tích cốt thép kép tiết diện chữ nhật

Thường gặp hai dạng bài toán tính cốt thép kép tiết diện chữ nhật.

Bài toán 1. Biết các kích thước tiết diện, cấp bêtông, nhóm cốt thép, mômen uốn M do tải trọng tính toán gây ra, hệ số α khi tính cốt đơn thoả mãn điều kiện $\alpha_r < \alpha \leq 0,5$.
Yêu cầu tính cốt kép.

Tương tự trường hợp cốt đơn, ở đây vẫn dùng các ký hiệu:

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{x}{h_o}, \\ \alpha &= \xi(1 - \xi/2), \end{aligned}$$

khi đó điều kiện cường độ (3.19) của trường hợp cốt kép có thể viết lại dưới dạng:

$$M \leq M_p = \alpha R_b b h_o^2 + R_{sc} A'_s (h_o - a') \quad (3.22)$$

Do số ẩn số nhiều hơn số phương trình nên bài toán thường được giải quyết bằng cách chọn trước chiều cao miền chịu nén x bằng chiều cao tối đa ξh_o để lợi dụng hết khả năng chịu nén của bêtông; điều này tương đương với chọn hệ số $\alpha = \alpha_r$, từ đó tính được diện tích cần thiết của cốt thép chịu nén theo công thức:

$$A'_s = \frac{M - \alpha_r R_b b h_o^2}{R_{sc} (h_o - a')} \quad (3.23)$$

Từ 3.20 tính được:

$$A_s = \xi_r b h_o \frac{R_b}{R_s} + A'_s \frac{R_{sc}}{R_s} \quad (3.24)$$

Bài toán 2. Biết các dữ kiện như bài toán 1 và diện tích cốt thép chịu nén A'_s . Yêu cầu tính diện tích cốt thép chịu kéo cần thiết A_s .

Từ (3.22) suy ra công thức tính hệ số α khi biết trước diện tích cốt thép chịu nén A'_s :

$$\alpha = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_o - a')}{R_b b h_o^2} \quad (3.25)$$

Tuỳ theo trị số α , có các khả năng xảy ra:

1. Nếu theo (3.25) tính được $\alpha \leq \alpha_r$, thì:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} \quad (\text{hoặc tra bảng 5 phụ lục B});$$

$$x = \xi h_o;$$

a) Nếu $x \geq 2a'$ thì từ phương trình (3.20) suy ra công thức tính diện tích cốt thép chịu kéo A_s :

$$A_s = \xi b h_o \frac{R_b}{R_s} + A'_s \frac{R_{sc}}{R_s} \quad (3.26)$$

b) Nếu $x < 2a'$ (do diện tích cốt thép chịu nén A'_s lớn hơn yêu cầu), thì lấy $x = 2a'$. Khi đó, ở giai đoạn phá hoại, từ phương trình cân bằng mômen đối với trực $s'-s'$ đi qua trọng tâm các cốt thép chịu nén S' và thăng góc với mặt phẳng uốn:

$$M_p = R_s A_s (h_o - a') \quad (3.27)$$

suy ra điều kiện cường độ dưới dạng:

$$M \leq M_p = R_s A_s (h_o - a') \quad (3.28)$$

và từ đây, công thức tính diện tích cốt thép chịu kéo:

$$A_s = \frac{M}{R_s (h_o - a')} \quad (3.29)$$

2. Ngược lại, nếu $\alpha > \alpha_r$, nghĩa là diện tích cốt thép A'_s cho trước chưa đủ, thì coi như chưa biết A'_s và giải quyết theo cách của bài toán 1.

d) Kiểm tra cường độ cấu kiện chịu uốn tiết diện chữ nhật cốt kép

Biết các kích thước tiết diện (b, h), cấp độ bền bêton, nhóm cốt thép, diện tích cốt thép chịu nén A'_s và diện tích cốt thép chịu kéo A_s ; các khoảng cách a và a' . Yêu cầu xác định tại tiết diện đang xét, cấu kiện có khả năng chịu được mômen uốn tính toán M_p là bao nhiêu.

Trước hết giả sử chiều cao miền chịu nén x thoả mãn điều kiện hạn chế (3.21): $2a' \leq x \leq \xi_r h_o$, từ (3.20) suy ra x theo công thức:

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} \quad (3.30)$$

- Nếu $2a' \leq x \leq \xi_r h_o$ (đúng với giả thiết), thì khả năng chịu lực tính theo điều kiện cường độ (3.19):

$$M_p = R_b b x (h_o - x/2) + R_{sc} A_s' (h_o - a').$$

- Nếu $x > \xi_r h_o$ (dư cốt thép chịu kéo) thì lấy $x = \xi_r h_o$ rồi cũng tính khả năng chịu lực theo công thức trên.

- Nếu $x < 2a'$ thì lấy $x = 2a'$, tính khả năng chịu lực theo theo (3.28):

$$M_p = R_s A_s (h_o - a').$$

Câu kiện có đủ khả năng chịu lực nếu $M \leq M_p$.

Ví dụ 3.4. Dầm có tiết diện chữ nhật $b \times h = 20 \times 50$ (cm), bêtông cấp B15, $\gamma_{b2} = 0,9$; cốt thép nhóm A-II, $\gamma_s = 1$. Tính diện tích cốt thép cần thiết tại tiết diện có mômen uốn tính toán $M = 148,3$ kNm.

Giải:

Bêtông B15, $\gamma_{b2} = 0,9$: tra bảng 1 phụ lục A, có $R_b = 0,9 \times 8,5 = 7,65$ MPa.

Cốt thép nhóm A-II, $\gamma_s = 1$: tra bảng 4 phụ lục A, có $R_s = 280$ MPa.

$\xi_r = 0,681$; $\alpha_r = 0,449$ (bảng 5 phụ lục B).

$$M = 148,3 \text{ kNm} = 148,3 \cdot 10^6 \text{ Nmm}.$$

$$\text{Chọn } a = 50 \text{ mm} \Rightarrow h_o = h - a = 500 - 50 = 450 \text{ mm}.$$

Nếu tính cốt thép đơn thì:

$$\alpha = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{148,3 \times 10^6}{7,65 \times 200 \times 450^2} = 0,479;$$

$\alpha_r = 0,449 < \alpha < 0,5 \Rightarrow$ vậy nếu không tăng tiết diện thì có thể tính cốt thép kép.

Chọn cốt thép chịu nén nhóm A-I, cường độ chịu nén tính toán $R_{sc} = 225$ MPa. Chọn khoảng cách $a' = 30$ mm. Tính theo bài toán 1, áp dụng các công thức (3.23) và (3.24) tính diện tích tiết diện cốt thép chịu nén và cốt thép chịu kéo cần thiết:

$$A'_s = \frac{M - \alpha_r R_b b h_o^2}{R_{sc} (h_o - a')} = \frac{165 \times 10^6 - 0,449 \times 7,65 \times 200 \times 450^2}{225 \times (450 - 30)} = 307 \text{ mm}^2;$$

$$A_s = \xi_r b h_o \frac{R_b}{R_s} + A'_s \frac{R_{sc}}{R_s} = 0,681 \times 200 \times 450 \times \frac{7,65}{280} + 307 \times \frac{225}{280} = 2205 \text{ mm}^2.$$

Ví dụ 3.5. Dầm có tiết diện chữ nhật $b \times h = 20 \times 55$ (cm), bêtông cấp B15, $\gamma_{b2} = 0,9$; cốt thép nhóm A-II, $\gamma_s = 1$. Tính diện tích cốt thép chịu kéo cần thiết tại tiết diện có mômen uốn tính toán $M = 150$ kNm; tại tiết diện đó đã biết cốt thép chịu nén 2φ14, nhóm A-I (308 mm^2) với $a' = 3$ cm.

Giải:

Bêtông B15, $\gamma_{b2} = 0,9$: tra bảng 1 phụ lục A, có $R_b = 0,9 \times 8,5 = 7,65$ MPa.

Cốt thép chịu kéo nhóm A-II, $\gamma_s = 1$: tra bảng 4 phụ lục A, có $R_s = 280 MPa$.

$\xi_r = 0,681$; $\alpha_r = 0,449$ (bảng 5 phụ lục B).

$$M = 150 kNm = 150 \cdot 10^6 Nmm.$$

Cốt thép chịu nén nhóm A-I: $R_{sc} = 225 MPa$.

$$\text{Chọn } a = 5 cm \Rightarrow h_o = h - a = 550 - 50 = 500 mm.$$

Tính α theo 3.25 (bài toán 2):

$$\alpha = \frac{M - R_{sc}A'_s(h_o - a')}{R_b b h_o^2} = \frac{150 \times 10^6 - 225 \times 308 \times (500 - 30)}{7,65 \times 200 \times 500^2} = 0,307;$$

$$\alpha = 0,307 < \alpha_r = 0,449;$$

$$\Rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,307} = 0,379;$$

Chiều cao miền chịu nén:

$$x = \xi h_o = 0,379 \times 500 = 189,5 mm;$$

$$x = 189,5 mm > 2a' = 60 mm.$$

Diện tích cốt thép chịu kéo cần thiết:

$$A_s = \xi b h_o \frac{R_b}{R_s} + A'_s \frac{R_{sc}}{R_s} = 0,379 \times 200 \times 500 \times \frac{7,65}{280} + 308 \times \frac{225}{280} = 1283 mm^2.$$

Ví dụ 3.6. Dầm có tiết diện chữ nhật $b \times h = 20 \times 50 (cm)$, bêtông cấp B15; $\gamma_{b2} = 1$. Tại tiết diện có mômen uốn tính toán $M = 120 kNm$, cốt thép chịu nén $2\phi 12$ -A-I ($A'_s = 2,26 cm^2$) với $a' = 3 cm$; cốt thép chịu kéo $3\phi 12$ -A-II ($A_s = 11,4 cm^2$), $a = 4 cm$; hệ số $\gamma_s = 1$ Kiểm tra khả năng chịu lực tại tiết diện đó.

Giải:

Tra bảng được các cường độ: $R_b = 8,5 MPa$; $R_s = 280 MPa$; $R_{sc} = 225 MPa$.

$\xi_r = 0,650$; $\alpha_r = 0,439$ (bảng 5 phụ lục B);

$$M = 120 kNm = 120 \cdot 10^6 Nmm.$$

$$h_o = h - a = 50 - 4 = 46 cm.$$

Với giả thiết $2a' \leq x \leq \xi_r h_o$, tính chiều cao miền chịu nén x theo công thức (3.30):

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{280 \times 1140 - 225 \times 226}{8,5 \times 200} = 158 mm;$$

$$2a' = 60 mm; \xi_r h_o = 0,650 \times 460 = 299 mm;$$

$$2a' < x < \xi_r h_o \text{ (đúng với giả thiết).}$$

Khả năng chịu lực:

$$M_p = R_b b x (h_o - x/2) + R_{sc} A_{sc} (h_o - a') =$$

$$\begin{aligned}
 &= 8,5 \times 200 \times 158 \times (460 - 158/2) + 225 \times 226 \times (460 - 30) = \\
 &= 124150800 \text{ Nmm} = 124 \text{ kNm}.
 \end{aligned}$$

$M = 120 \text{ kNm} < M_p = 124 \text{ kNm} \Rightarrow$ cấu kiện đủ khả năng chịu lực tại tiết diện tính toán.

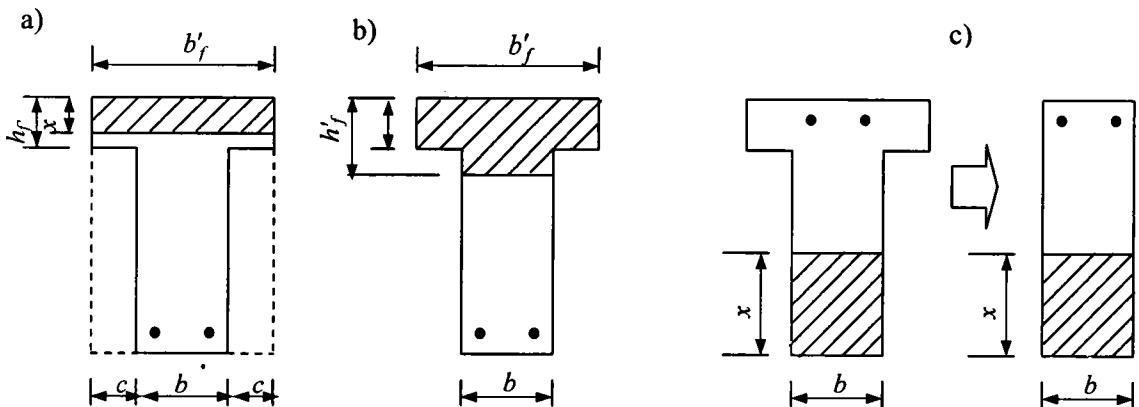
3.3. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU UỐN TIẾT DIỆN CHỮ T VỀ CUỜNG ĐỘ

3.3.1. Các trường hợp tính toán cấu kiện có tiết diện chữ T

Cấu kiện có tiết diện chữ T có thể là một dầm riêng rẽ (như dầm cầu trực) hoặc dầm được đúc liền khối với bản (như dầm sàn).

Nếu là dầm được đúc liền khối với bản, thì khi tính toán phải hạn chế sao cho bề rộng mỗi bên cánh c không được lớn hơn $1/6$ nhíp cấu kiện và bề rộng toàn bộ cánh b'_f không lớn hơn:

- + Khi có sườn ngang hoặc khi $h'_f \geq h/10$ thì $b'_f \geq 1/2$ khoảng cách thông thủy giữa các sườn dọc;
- + Khi không có sườn ngang hoặc có nhưng khoảng cách giữa chúng lớn hơn khoảng cách giữa các sườn dọc, hoặc khi $h'_f < h/10$ thì $b'_f \geq 6h'_f$;



Hình 3.7. Các trường hợp tính toán tiết diện chữ T (miền chịu nén được gạch chéo).

- a) Cánh chịu nén, trục trung hoà qua cánh;
- b) Cánh chịu nén, trục trung hoà qua sườn; c) Cánh chịu kéo.

Nếu là dầm riêng rẽ (cánh có dạng conson), lấy b'_f không lớn hơn:

- + Khi $h'_f > h/10$ thì $b'_f \geq 6h'_f$;
- + Khi $h/20 < h'_f \leq h/10$ thì $b'_f \geq 3h'_f$;
- + Khi $h'_f \leq h/20$ thì $b'_f \geq$ cánh không kể đến khi tính toán.

(c - bề rộng của mỗi bên cánh; h'_f - bề dày cánh (xem hình 3.7,a); bề rộng cánh $b'_f = b + 2c$).

Cần chú ý phân biệt các trường hợp tính toán khả năng chịu lực:

- Khi cánh của tiết diện ở về phía chịu nén:

+ Khi trục trung hòa nằm trong cánh (chiều cao miền chịu nén $x \leq h'_f$), do bê tông miền chịu kéo không gây ảnh hưởng đến khả năng chịu lực nên tiết diện chữ T làm việc tương đương với tiết diện chữ nhật có bề rộng bằng bề rộng của toàn bộ cánh b'_f (hình 3.7,a);

+ khi trục trung hòa nằm trong sườn ($x > h'_f$), miền chịu nén gồm toàn bộ cánh và một phần sườn (hình 3.7,b).

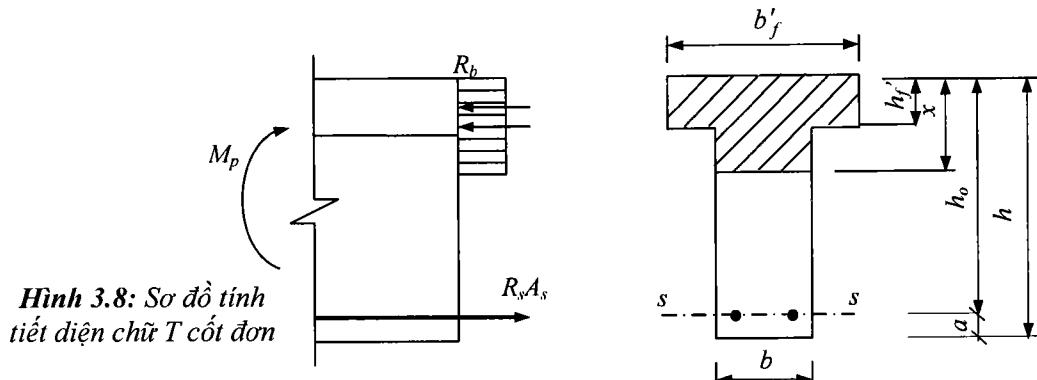
- Khi cánh của tiết diện ở về phía chịu kéo, do khả năng chịu lực của bê tông miền chịu kéo không được xét đến, cho nên tiết diện chữ T lúc này chỉ làm việc tương đương với tiết diện chữ nhật có bề rộng bằng bề rộng sườn b (hình 3.7,c).

Vì cách tính toán khả năng chịu lực tiết diện chữ nhật đã xét ở trên nên sau đây chỉ cần xét thêm trường hợp tiết diện chữ T có cánh ở về phía chịu nén và trục trung hòa nằm trong sườn ($x > h'_f$).

3.3.2. Sơ đồ và các công thức cơ bản của tiết diện chữ T cốt đơn

Điều kiện cường độ cũng tương tự tiết diện chữ nhật, nhưng khả năng chịu lực M_p có thêm mômen các nội lực ở phần nhô ra hai bên cánh đối với trục đi qua trọng tâm các cốt chịu kéo S và thẳng góc với mặt phẳng uốn (trục $s-s$ trên hình 3.8):

$$M \leq M_p = R_b b x (h_o - x/2) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_o - h'_f/2) \quad (3.31)$$



Phương trình cân bằng lực:

$$R_b [bx + (b'_f - b) h'_f] = R_s A_s \quad (3.32)$$

Và điều kiện hạn chế trong trường hợp này là:

$$h'_f < x \leq \xi_r h_o \quad (3.33)$$

Điều kiện $x > h'_f$ là để trục trung hòa nằm trong sườn, $x \leq \xi_r h_o$ là để cốt thép phát huy hết cường độ, tương tự như trường hợp cấu kiện có tiết diện chữ nhật.

Hàm lượng cốt thép tiết diện chữ T chỉ tính với phần sườn, tức là $\mu = \frac{A_s}{bh_o} (\%)$.

3.3.3. Tính cốt thép đơn tiết diện chữ T

Biết các kích thước tiết diện chữ T, mômen uốn M do tải trọng tính toán gây ra, cấp độ bền chịu nén của bêtông, nhóm cốt thép, yêu cầu tính cốt thép đơn.

Khi cánh ở về phía chịu nén, để xác định trường hợp tính toán, trước hết cần tìm vị trí tương đối của trục trung hòa. Đặt:

$$M_f = R_b b_f' h_f' (h_o - h_f'/2) \quad (3.34)$$

và gọi đó là "mômen cánh", là mômen nội lực khi cho $x = h_f'$ (trục trung hòa đi qua mép trong của cánh).

- Nếu $M \leq M_f$ thì $x \leq h_f'$, trục trung hòa nằm trong cánh; cốt thép được tính như tiết diện chữ nhật có bề rộng bằng $b = b_f'$, cốt đơn (hình 3.7,a).

- Nếu $M > M_f$ thì $x > h_f'$, trục trung hòa nằm trong sườn; cần sử dụng điều kiện cường độ (3.31) và phương trình cân bằng (3.32) để tính cốt thép như sau:

Vẫn dùng các ký hiệu $\xi = x/h_o$, $\alpha = \xi(1 - \xi/2)$, viết lại (3.31) dưới dạng:

$$M \leq M_p = \alpha R_b b h_o^2 + R_b(b_f' - b) h_f' (h_o - h_f'/2).$$

Từ đây suy ra

$$\alpha = \frac{M - R_b(b_f' - b)h_f'(h_o - h_f'/2)}{R_b b h_o^2} \quad (3.35)$$

Đối với tiết diện chữ T thường tính được $\alpha \leq \alpha_r \Leftrightarrow \xi \leq \xi_r$. Do đó:

$$A_s = \frac{\xi b h_o + (b_f' - b)h_f'}{R_s} R_b \quad (3.36)$$

Trường hợp tính được $\alpha > \alpha_r$, cần tăng kích thước tiết diện (tốt nhất là tăng chiều cao h) rồi tính lại cốt thép.

3.3.4. Kiểm tra cường độ cấu kiện chịu uốn tiết diện chữ T cốt thép đơn

Bài toán được đặt ra là: biết các kích thước tiết diện và cốt thép, kiểm tra xem cấu kiện có đủ khả năng chịu lực tại tiết diện chịu mômen uốn đã cho hay không (ở đây chỉ xét trường hợp cánh tiết diện chữ T nằm về phía chịu nén).

Khi đã bố trí cốt thép, vị trí trục trung hòa phụ thuộc vào diện tích và vị trí cốt thép. Cách xác định như sau:

- Nếu $R_s A_s \leq R_b b_f' h_f'$ thì $x \leq h_f'$, trục trung hòa nằm trong cánh, cường độ được kiểm tra như đối với tiết diện chữ nhật có $b = b_f'$;

- Nếu $R_s A_s > R_b b_f' h_f'$ thì $x > h_f'$, trục trung hòa nằm trong sườn, cần sử dụng điều kiện (3.31) để kiểm tra cường độ như sau:

Từ (3.32) có:

$$x = \frac{R_s A_s - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b} \quad (3.37)$$

Thường nhận được $x \leq \xi_r h_o$. Nếu $x > \xi_r h_o$ cũng chỉ lấy $x = \xi_r h_o$ vì dư cốt thép. Khả năng chịu lực đâm bảo nếu điều kiện cường độ (3.31) được thỏa mãn:

$$M \leq M_p = R_b b x (h_o - x/2) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_o - h'_f/2).$$

Ví dụ 3.7. Dầm chữ T có các kích thước tiết diện như trên hình 3.9, cánh ở phía chịu nén; bêtông cấp B20, $\gamma_{b2} = 1$; cốt thép nhôm A-II, $\gamma_s = 1$. Tính cốt thép tại tiết diện có $M = 67,5 \text{ kNm}$ căng phía dưới.

Giải:

Bêtông B20, $\gamma_{b2} = 1$: $R_b = 11,5 \text{ MPa}$.

Cốt thép nhôm A-II, $\gamma_s = 1$: $R_s = 280 \text{ MPa}$.

$\alpha_r = 0,429$ (bảng 5 phụ lục B);

Chọn $a = 35 \text{ mm} \Rightarrow h_o = h - a = 450 - 35 = 415 \text{ mm}$;

Mômen cánh:

$$\begin{aligned} M_f &= R_b b'_f h'_f (h_o - h'_f/2) = \\ &= 11,5 \times 400 \times 70 \times (415 - 70/2) = \\ &= 122360000 \text{ Nmm} = 122,36 \text{ kNm}. \end{aligned}$$

$M = 67,5 \text{ kNm} < M_f = 122,36 \text{ kNm} \Rightarrow x < h'_f$ (trục trung hoà đi qua cánh) \Rightarrow tính như tiết diện chữ nhật có $b = b'_f = 40 \text{ cm}$:

$$\alpha = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{67,5 \times 10^6}{11,5 \times 400 \times 415^2} = 0,085 < \alpha_r = 0,429;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,085} = 0,089.$$

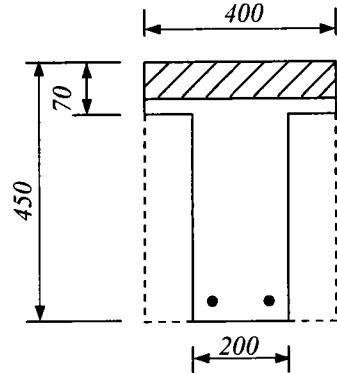
(từ đây có thể tính được chiều cao miền chịu nén $x = \xi h_o = 0,089 \times 415 = 36,9 \text{ mm} < h'_f = 70 \text{ mm}$, nên trục trung hoà và miền chịu nén phải được vẽ như trên hình 3.9). Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \xi b h_o \frac{R_b}{R_s} = 0,089 \times 400 \times 415 \times \frac{115}{2800} = 607 \text{ mm}^2.$$

Ví dụ 3.8. Cũng như ví dụ 3.7 nhưng với $M = 150 \text{ kNm}$.

Giải:

Như trên, chọn $a = 3,5 \text{ cm} = 35 \text{ mm} \Rightarrow h_o = h - a = 450 - 35 = 415 \text{ mm}$; mômen cánh (ví dụ trên đã tính):



Hình 3.9. Hình của ví dụ 3.7

$$M_f = 122,36 \text{ kNm}.$$

$M = 150 \text{ kNm} > M_f = 122,36 \text{ kNm} \Rightarrow x > h'_f$ (trục trung hòa đi qua sườn);

$$\begin{aligned}\alpha &= \frac{M - R_b(b'_f - b)h'_f(h_o - h'_f/2)}{R_b b h_o^2} = \\ &= \frac{150 \times 10^6 - 11,5 \times (400 - 200) \times 70 \times (415 - 70/2)}{11,5 \times 200 \times 415^2} = \\ &= 0,224 < \alpha_r = 0,429.\end{aligned}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,224} = 0,257;$$

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{\xi b h_o + (b'_f - b)h'_c}{R_s} R_b = \\ &= \frac{0,257 \times 200 \times 415 + (400 - 200) \times 70}{280} \times 11,5 = \\ &= 1451 \text{ mm}^2.\end{aligned}$$

Ví dụ 3.9. Cho dầm với các số liệu như ở ví dụ 3.7, cánh nằm về phía chịu nén. Cốt thép tại một tiết diện đã được bố trí $3\phi 20$ ($A_s = 9,42 \text{ cm}^2$), $h_o = 41,5 \text{ cm}$. Xác định khả năng chịu lực tại tiết diện đó.

Giải.

Xác định vị trí tương đối của trục trung hòa:

$$R_s A_s = 280 \times 942 = 263760 \text{ N};$$

$$R_b b'_f h'_f = 11,5 \times 400 \times 70 = 322000 \text{ N};$$

$$R_s A_s < R_b b'_f h'_f \Rightarrow \text{trục trung hòa nằm trong cánh } (x < h'_f).$$

Tính như tiết diện nhữ nhặt có $b = b'_f = 400 \text{ mm}$, cốt đơn:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{280 \times 942}{11,5 \times 400} = 57,4 \text{ mm}.$$

Khả năng chịu lực tại tiết diện đã cho:

$$\begin{aligned}M_p &= R_b b x (h_o - x/2) = \\ &= 11,5 \times 400 \times 57,4 \times (415 - 57,4/2) = \\ &= 101998652 \text{ Nmm} = 102 \text{ kNm}.\end{aligned}$$

Ví dụ 3.10. Số liệu như ở ví dụ 3.9, cánh nằm về phía chịu nén. Xác định khả năng chịu lực tại tiết diện có cốt thép chịu kéo $5\phi 18$ ($A_s = 12,72 \text{ cm}^2$), $h_o = 41,5 \text{ cm}$.

Giải.

Xác định vị trí tương đối của trục trung hòa:

$$R_s A_s = 280 \times 1272 = 356160 N;$$

$$R_b b'_f h'_f = 11,5 \times 400 \times 70 = 322000 N;$$

$R_s A_s > R_b b'_f h'_f \Rightarrow$ trục trung hòa nằm trong sườn ($x > h'_f$).

Tính x :

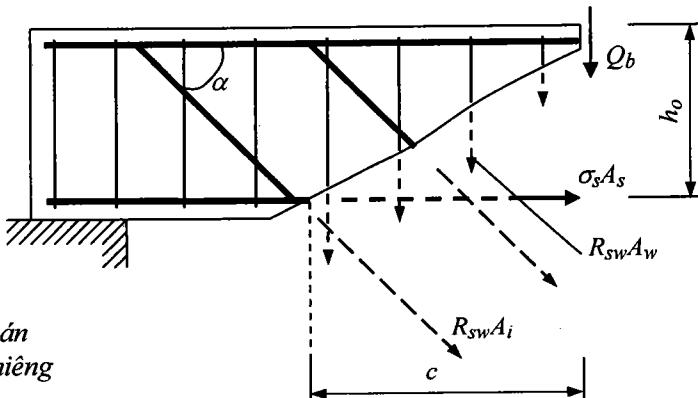
$$\begin{aligned} x &= \frac{R_s A_s - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b} = \\ &= \frac{2800 \times 1272 - 11,5 \times (400 - 200) \times 70}{8,5 \times 200} = \\ &= 114,8 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Khả năng chịu lực (tính theo 3.31):

$$\begin{aligned} M_p &= R_b b x (h_o - x/2) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_o - h'_f/2) = \\ &= 8,5 \times 200 \times 114,8 \times (415 - 114,8/2) + 11,5 \times (400 - 200) \times 70 \times (415 - 70/2) = \\ &= 130969216 Nmm = \\ &= 131 kNm. \end{aligned}$$

3.4. ĐIỀU KIỆN CUỜNG ĐỘ TRÊN TIẾT DIỆN NGHĨÊNG

Phần trên đã trình bày cách tính toán khả năng chịu lực (cường độ) của cấu kiện BTCT trên tiết diện thẳng góc với trục (gọi tắt là tiết diện thẳng góc). Kết quả nghiên cứu thí nghiệm cho biết, đầm BTCT không những bị phá hoại theo tiết diện thẳng góc, mà còn có thể bị phá hoại theo tiết diện nghiêng. Tại những vị trí có lực cắt lớn, ứng suất kéo chính có phương không song song với trục đầm mà hợp với trục đầm một góc nào đó, gây ra khe nứt nghiêng. Nếu không có biện pháp cấu tạo và bố trí cốt thép đầy đủ thì đầm có thể bị phá hoại theo tiết diện nghiêng.



Hình 3.10: Sơ đồ tính toán cường độ trên tiết diện nghiêng

Trạng thái giới hạn trên tiết diện nghiêng cũng tương tự như trạng thái giới hạn trên tiết diện thẳng góc: bêtông ở miền chịu kéo bị nứt nên mất tác dụng chịu kéo, bêtông ở miền chịu nén đạt đến cường độ giới hạn; nếu lượng cốt thép vừa phải thì cốt thép đạt

tới giới hạn chảy và khi đó nếu không có các cốt đai và cốt xiên giữ vai trò chủ yếu bảo đảm cường độ trên tiết diện nghiêng thì cấu kiện bị phá hoại.

Xét một tiết diện nghiêng bất kỳ như trên hình 3.10. Điều kiện cường độ theo mômen và theo lực cắt biểu thị bởi :

$$M \leq R_s A_s Z_s + \Sigma R_{sw} A_w Z_w + \Sigma R_{sw} A_{inc} Z_{inc} \quad (3.38)$$

$$Q \leq Q_b + \Sigma R_{sw} A_w + \Sigma R_{sw} A_{inc} \sin \alpha \quad (3.39)$$

Trong đó:

R_{sw} - cường độ chịu kéo tính toán của thép đai và thép xiên (bảng 3 phụ lục A);

A_w, A_{inc} - diện tích tiết diện mỗi lớp thép đai và thép xiên trong phạm vi tiết diện nghiêng;

Z_w, Z_{inc} - khoảng cách từ điểm đặt của hợp lực vùng nén đến lớp thép đai, thép xiên đang xét;

α - góc nghiêng của thép xiên so với trực dầm;

Q_b - lực cắt do bêtông chịu, xác định theo công thức thực nghiệm. Đối với bêtông nặng:

$$Q_b = \frac{2(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2}{c} \quad (3.40)$$

Trong đó: b - bề rộng sườn tiết diện;

R_{bt} - cường độ chịu kéo tính toán của bêtông;

c - hình chiếu của tiết diện nghiêng trên trực dầm.

Hệ số φ_f xét đến ảnh hưởng của cánh chịu nén trong tiết diện chữ T và chữ I, được xác định theo công thức:

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_o} \leq 0,5 \quad (3.41)$$

(nếu tính được $\varphi_f > 0,5$ cũng chỉ lấy $\varphi_f = 0,5$). Trong công thức 3.41, bề rộng toàn bộ phần cánh phải lấy sao cho:

$$b'_f \leq b + 3 h'_f . \quad (3.42)$$

Với tiết diện chữ T cánh chịu kéo thì không xét đến cánh, tức $\varphi_f = 0$.

Hệ số φ_n xét đến ảnh hưởng của lực dọc N. Với cấu kiện có lực nén N, hệ số φ_n xác định theo công thức:

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt} b h_o} \leq 0,5 . \quad (3.43)$$

Cấu kiện chịu uốn có $N < 0,1 R_b b h_o$ thì bỏ qua N, lấy $\varphi_n = 0$.

Hai điều kiện cường độ theo mômen và theo lực cắt (3.38) và (3.39) đều phải được thỏa mãn, nhưng việc tính toán chỉ cần tiến hành theo điều kiện lực cắt (3.39). Trên thực

tế điều kiện mômen (3.38) đã được thỏa mãn khi tính cốt thép dọc chịu lực; chỉ cần tuân thủ các biện pháp cấu tạo nêu ở mục 3.7.

Theo tiêu chuẩn thiết kế, khi cấu kiện dùng bêtông nặng, nếu thỏa mãn điều kiện:

$$Q \leq 0,6R_b b h_o \quad (3.44)$$

thì khe nứt nghiêng không hình thành, khi đó không cần tính toán về cường độ trên tiết diện nghiêng theo lực cắt, cốt thép ngang chỉ cần bố trí theo yêu cầu cấu tạo.

3.5. TÍNH TOÁN CƯỜNG ĐỘ TRÊN TIẾT DIỆN NGHIÊNG THEO LỰC CẮT

3.5.1. Trường hợp tính toán

Theo tiêu chuẩn thiết kế, cần phải tính toán để đảm bảo cường độ trên dải nghiêng giữa các vết nứt nghiêng theo điều kiện chịu lực cắt (3.39) khi:

$$Q \leq 0,3\varphi_{wI}\varphi_{bI}R_b b h_o \quad (3.45)$$

Hệ số φ_{wI} xét đến ảnh hưởng của các cốt đai, xác định theo công thức:

$$\varphi_{wI} = 1 + 5\alpha\mu_w \quad (3.46)$$

nhưng không lớn hơn 1,3; trong đó $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$, $\mu_w = \frac{A_w}{bs}$; s – bước cốt đai.

Hệ số φ_{bI} xét đến ảnh hưởng của cường độ bêtông:

$$\varphi_{bI} = 1 - 0,01R_b \quad (3.47)$$

R_b tính bằng MPa.

Điều kiện (3.45) chỉ có thể kiểm tra lại sau khi đã bố trí cốt đai.

Khi điều kiện (3.45) không được thỏa mãn – lực cắt quá lớn, gây ra sự ép vỡ bêtông do ứng suất nén chính, cần tăng kích thước tiết diện rồi tính toán lại.

3.5.2. Yêu cầu cấu tạo đối với cốt đai

Cốt đai có đường kính được chọn từ 6 đến 8 mm; khi chiều cao dầm $h > 80$ cm, chọn đường kính từ 8 đến 10 mm.

Tiêu chuẩn thiết kế quy định trong kết cấu kiều dầm có chiều cao lớn hơn 150 mm, cũng như trong bản có nhiều lỗ rỗng (hoặc kết cấu tương tự nhiều sườn) có chiều cao lớn hơn 150 mm, cần phải đặt cốt thép ngang. Khoảng cách giữa các cốt đai (còn gọi là bước cốt đai, ký hiệu là s) quy định như sau:

- Trên đoạn dầm gần gối tựa, một khoảng bằng 1/4 nhịp kê từ gối tựa khi dầm chịu tải phân bố đều, còn khi có tải tập trung – bằng khoảng cách từ gối tựa đến lực tập trung gần gối tựa nhất, nhưng không nhỏ hơn 1/4 nhịp:

$$s \leq h/2; s \leq 150 \text{ mm} \text{ khi chiều cao dầm } h \leq 450 \text{ mm};$$

$$s \leq h/3; s \leq 30 \text{ cm} \text{ khi chiều cao dầm } h > 450 \text{ mm}.$$

- Trên các đoạn còn lại của nhịp khi chiều cao tiết diện lớn hơn 300 mm:

$$s \leq 3h/4; s \leq 500 \text{ mm}.$$

3.5.3. Tiết diện nghiêng bất lợi nhất

Lực cắt do các cốt đai trong phạm vi tiết diện nghiêng chịu là $\Sigma R_w A_{sw}$. Nếu quy đổi lực do mỗi lớp cốt đai $R_w A_{sw}$ thành lực phân bố đều có trị số là q_w :

$$q_w = \frac{R_{sw} A_w}{s} = \frac{R_{sw} n A_{w1}}{s} \quad (3.48)$$

Trong đó: $A_w = n A_{w1}$ - diện tích tiết diện của một lớp thép đai;

A_{w1} - diện tích tiết diện của một nhánh thép đai;

n - số nhánh thép đai trên tiết diện thẳng góc với trực cầu kiện. Lực cắt $\Sigma R_w A_{sw}$ có thể biểu thị dưới dạng:

$$\Sigma R_{sw} A_w = q_w c \quad (3.49)$$

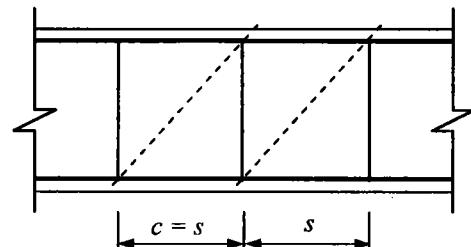
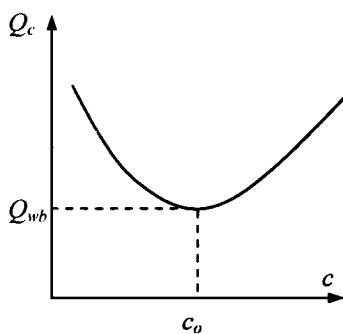
Từ đó, điều kiện cường độ trên tiết diện nghiêng theo lực cắt (3.39) được viết lại:

$$Q \leq \frac{2(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2}{c} + q_w c + \Sigma R_{sw} A_i \sin \alpha = Q_c \quad (3.50)$$

Với Q_c - khả năng chịu lực cắt, là một đại lượng phụ thuộc độ dài của hình chiếu c của tiết diện nghiêng (hình 3.11). Q_c đạt giá trị cực tiểu tại c_o , xác định bằng cách cho đạo hàm $\frac{dQ_c}{dc}$ bằng 0. Đối với cầu kiện chỉ đặt cốt đai thẳng góc với trực, có bước không đổi trong phạm vi tiết diện nghiêng đang xét, trị số c_o được tính theo:

$$c_o = \sqrt{\frac{2(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2}{q_w}} \quad (3.51)$$

Tiết diện nghiêng có hình chiếu c_o xác định theo (3.51) là tiết diện nghiêng bất lợi nhất.



Hình 3.11: Điểm cực tiểu của quan hệ $Q_c = f(C)$ Hình 3.12: Tiết diện nghiêng giữa các cốt đai

3.5.4. Tính toán cốt đai khi không dùng cốt xiên

Trong khung thép hàn không dùng cốt xiên. Khi đó cốt đai được tính toán theo lực cắt và bô trí phù hợp với yêu cầu cấu tạo.

Khi không có cốt xiên, khả năng chịu lực cắt Q_c trong (3.50) chỉ gồm hai số hạng:

$$Q_c = \frac{2(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_o^2}{c} + q_w c \quad (3.52)$$

Cho $c = c_0$ thì nhận được $Q_c = Q_{wb}$ là khả năng chịu lực cắt của cốt đai và bêtông (khả năng chịu lực trên tiết diện nghiêng bất lợi nhất):

$$Q_{wb} = \sqrt{8(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_o^2q_w} \quad (3.53)$$

Do đó điều kiện cường độ theo lực cắt trên mọi tiết diện nghiêng là:

$$Q \leq Q_{wb} = \sqrt{8(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_o^2q_w} \quad (3.54)$$

Thay $q_w = \frac{R_{sw}A_w}{s}$ vào (3.54), rút ra bước cốt đai s theo yêu cầu chịu lực cắt:

$$s \leq s_1 = \frac{8(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_o^2}{Q^2} \times R_{sw}A_w \quad (3.55)$$

Tính toán như trên mới xét đến tiết diện nghiêng bất lợi nhất có hình chiếu c_0 . Một tiết diện nghiêng bất lợi khác nằm trong phạm vi giữa hai cốt đai kề nhau có hình chiếu $c = s$ (hình 3.12), trên đó chỉ có bêtông mà không có cốt đai chịu lực cắt, do đó điều kiện cường độ:

$$Q \leq Q_b = \frac{2(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_o^2}{s} \quad (3.56)$$

từ đây có bước cốt đai để thỏa mãn điều kiện (3.56):

$$s \leq \frac{2(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_o^2}{Q}.$$

Để tăng mức độ an toàn, s được quy định lấy như sau:

$$s \leq s_0 = \frac{1,5(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_o^2}{Q}. \quad (3.57)$$

Cuối cùng, bước cốt đai được lấy là trị số nhỏ hơn trong các trị số s_1, s_0 tính theo các công thức (3.55), (3.57) và phải thỏa mãn yêu cầu cấu tạo đã nêu ở mục 3.5.2.

3.5.5. Tính toán và bô trí cốt xiên

Trong khung thép buộc thường có cả cốt đai và cốt xiên. Trên tiết diện nghiêng bất lợi nhất (hình chiếu c_0), điều kiện cường độ là:

$$\begin{aligned} Q &\leq Q_{wb} + \Sigma R_{sw} A_{inc} \sin \alpha = \\ &= \sqrt{8(1+\varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2 q_w} + \sum R_{sw} A_{inc} \sin \alpha \end{aligned} \quad (3.58)$$

Trong tính toán thiết kế, thường căn cứ vào yêu cầu cấu tạo để chọn trước đường kính và bước cốt đai, tính được Q_{wb} . Tại những đoạn dầm có $Q > Q_{wb}$, tức là bêtông và cốt đai không đủ khả năng chịu lực cắt, thì phải có cốt xiên chịu phần lực cắt còn lại. Hình 3.13, để cho đơn giản, được vẽ với giả thiết $Q_{wb} = \text{const}$, biểu thị bằng một đường song song với trục dầm.

Cốt xiên thường do cốt dọc uốn lên. Các cốt xiên phải được bố trí đối xứng nhau qua mặt phẳng đối xứng của dầm. Không uốn các cốt dọc nằm ở góc cốt đai để làm cốt xiên.

Cách bố trí và tính toán cốt xiên nên theo trình tự sau:

1 - *Sơ bộ bố trí các lớp cốt xiên* sao cho các khoảng cách u_i từ mép gối gối tựa đến điểm đầu của lớp cốt xiên đầu tiên, u_2 từ điểm cuối của lớp cốt xiên đầu tiên đến điểm đầu của lớp cốt xiên thứ hai,..., u_c từ điểm cuối của lớp cốt xiên cuối cùng đến tiết diện mà từ đó trở đi không cần có cốt xiên (tiết diện có $Q = Q_{wb}$) (hình 3.13) đều phải nhỏ hơn s_o theo điều kiện chỉ riêng bêtông cũng đủ khả năng chịu cắt:

$$u_1, u_2, \dots, u_c < s_o = \frac{1,5(1+\varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2}{Q}. \quad (3.59)$$

(khi tính s_o cho một đoạn nào đó thì dùng trị số lực cắt Q lớn nhất trên đoạn đó).

2 - *Tính diện tích cần thiết của các lớp cốt xiên:*

Trên thực tế có thể có vài lớp cốt xiên cắt qua tiết diện nghiêng bất lợi nhất; chẳng hạn nếu trong phạm vi tiết diện nghiêng bất lợi nhất xuất phát từ mép gối tựa có hai lớp cốt xiên có diện tích A_{i1} và A_{i2} thì điều kiện cường độ:

$$Q_I \leq Q_{wb} + R_{sw}(A_{inc,1} + A_{inc,2}) \sin \alpha.$$

từ đó xác định được tổng diện tích hai lớp cốt xiên $A_{inc1} + A_{inc2}$; còn diện tích lớp thứ nhất A_{inc1} được xác định từ điều kiện:

$$Q_I \leq Q_c + R_{sw} A_{inc,1} \sin \alpha$$

Trong đó: Q_c được tính theo (3.51) với giá trị của c bằng khoảng cách từ mép gối tựa đến điểm đầu của lớp cốt xiên thứ hai.

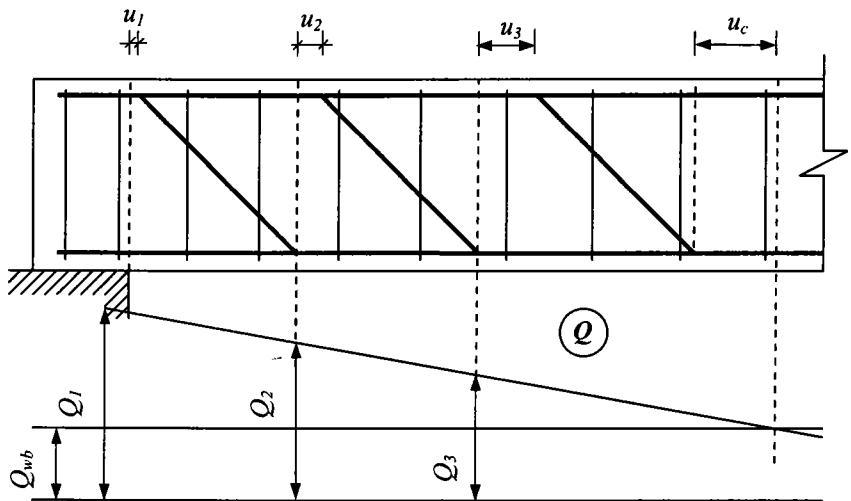
Tuy nhiên vì cách xác định diện tích các lớp cốt xiên như trên tương đối phức tạp nên người ta thường tính toán một cách đơn giản và thiên về an toàn, bằng cách cho rằng tiết diện nghiêng bất lợi nhất c_o chỉ cắt qua một lớp cốt xiên. Khi đó điều kiện cường độ sẽ là:

$$Q_I \leq Q_{wb} + R_{sw} A_{inc,1} \sin \alpha;$$

$$Q_2 \leq Q_{wb} + R_{sw} A_{inc,2} \sin \alpha;$$

$$Q_3 \leq Q_{wb} + R_{sw} A_{inc,3} \sin \alpha \dots$$

Hình 3.13. Bố trí các lớp cốt xiên



Do đó diện tích lớp cốt xiên thứ k ($k = 1, 2, 3, \dots$) được tính theo công thức:

$$A_{inc,k} = \frac{Q_k - Q_{wb}}{R_{sw} \sin \alpha} \quad (3.60)$$

Trong đó: Q_k - lực cắt tại điểm đầu của lớp cốt xiên thứ k (xem hình 3.13).

Ví dụ 3.11. Dầm đơn tiết diện chữ nhật $b \times h = 25 \times 70$ (cm), nhịp $l = 8$ m; bêtông cấp B15, $\gamma_{b2} = 1$; cốt thép nhôm A-II, $\gamma_{b2} = 1$; $h_o = 63$ cm, tải trọng phân bố đều, lực cắt lớn nhất $Q = 200$ kN. Yêu cầu tính cốt thép ngang.

Giải:

Bêtông B15: $R_{bt} = 0,75$ MPa; $R_b = 8,5$ MPa; $E_b = 23 \times 10^3$ MPa.

Xét yêu cầu tính cốt thép ngang :

Lực cắt $Q = 200000$ N $> 0,6R_{bt}bh_o = 0,6 \times 0,75 \times 250 \times 630 = 70875$ N: riêng bêtông không đủ chịu cắt, cần tính cốt thép ngang.

Chiều cao dầm $h = 700$ mm \Rightarrow theo yêu cầu cấu tạo thì bước cốt đai s phải thoả mãn điều kiện:

$$s \leq h/3 = 700/3 = 233 \text{ mm} \text{ và } s \leq 300 \text{ mm} \Rightarrow s \leq 233 \text{ mm}.$$

Căn cứ yêu cầu cấu tạo, có thể chọn cốt đai 2 nhánh, $\phi 8$, $s = 200$ mm, thép nhôm A-I, $R_w = 175$ MPa. Tính lực cắt Q_{wb} do bêtông và cốt đai chịu:

$$q_w = \frac{R_{sw}A_w}{s} = \frac{175 \times 2 \times 50,3}{200} = 88 \text{ N/mm};$$

$$Q_{wb} = \sqrt{8(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_o^2q_w} = \sqrt{8 \times 1 \times 0,75 \times 250 \times 630^2 \times 88} = 228890 \text{ N}.$$

(với tiết diện chữ nhật $\varphi_f = 0$; cấu kiện không có lực dọc $\varphi_n = 0 \Rightarrow 1 + \varphi_f + \varphi_n = 1$).

$Q = 200000$ N $< Q_{wb} = 228890$ N. Vậy cốt đai được chọn như trên cùng với bêtông là đủ khả năng chịu cắt, không cần cốt xiên.

Kiểm tra lại điều kiện 3.45 (điều kiện chịu lực cắt trên dải nghiêng giữa các vết nứt xiên): $Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bh_0$:

- Hệ số $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w$, trong đó $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \times 10^4}{23 \times 10^3} = 9,13$;

$$\mu_w = \frac{A_w}{bs} = \frac{2 \times 50,3}{250 \times 200} = 2 \times 10^{-3};$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \times 9,13 \times 2 \times 10^{-3} = 1,09 < 1,3.$$

- Hệ số $\varphi_{b1} = 1 - 0,01R_b = 1 - 0,01 \times 8,5 = 0,915$.

$$0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bh_0 = 0,3 \times 1,09 \times 0,915 \times 8,5 \times 250 \times 630 = 400560 N > Q = 200000 N.$$

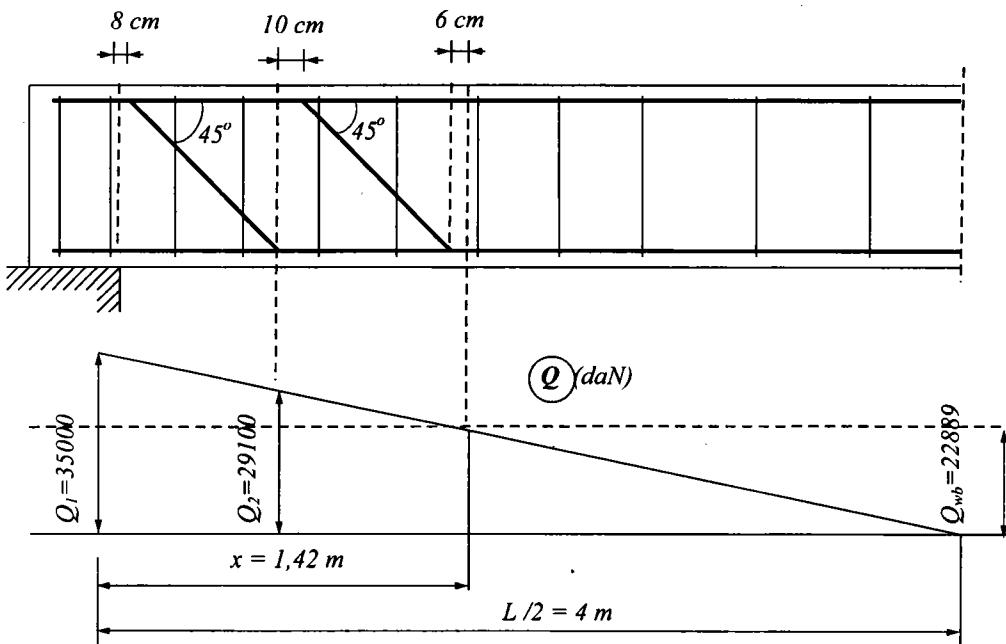
Vậy điều kiện (3.45) thỏa mãn, không cần tăng kích thước tiết diện.

Ví dụ 3.12. Số liệu như ví dụ 3.11, nhưng với $Q_{\max} = 350 kN$; biểu đồ lực cắt như trên hình 3.14.

Giải :

Trong ví dụ 3.11 đã chọn cốt đai theo yêu cầu cấu tạo: đai 2 nhánh, $\phi 8$, $s = 200 cm$, thép nhóm A-I, và đã tính được lực cắt do bêtông và cốt đai chịu $Q_{wb} = 228890 N$.

Sơ bộ bố trí hai lớp cốt xiên như hình 3.14. Lớp thứ nhất tính với lực cắt tại gối tựa $Q_1 = Q_{\max} = 350 kN$; dựa vào biểu đồ lực cắt tính được lực cắt tại điểm cuối của lớp thứ nhất $Q_2 = 291 kN$. Lớp thứ hai tính với lực cắt Q_2 . Diện tích cần thiết của các lớp cốt xiên thứ nhất và thứ hai lần lượt như sau:



Hình 3.14: Hình của ví dụ 3.12

$$A_{inc,1} = \frac{Q_1 - Q_{wb}}{R_{sw} \sin \alpha} = \frac{350000 - 228890}{175 \times 0,707} = 979 \text{ mm}^2;$$

$$A_{inc,2} = \frac{Q_2 - Q_{wb}}{R_{sw} \sin \alpha} = \frac{291000 - 228890}{175 \times 0,707} = 502 \text{ mm}^2.$$

3.5.6. Tính côngxon ngắn

Đối với côngxon ngắn ($l < 0,9h_0$ - hình 3.15) chịu lực cắt Q , điều kiện đảm bảo độ bền trên dải nghiêng chịu nén giữa điểm đặt của lực tập trung và thân cột là :

$$Q \leq 0,8\phi_{w2}R_b l_b \sin \theta. \quad (3.61)$$

Vé phái của (3.61) lấy không lớn hơn $3,5R_{bt}bh_0$ và không nhỏ hơn Q_o :

$$Q_o = \frac{1,5(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{c_o} \quad (3.62)$$

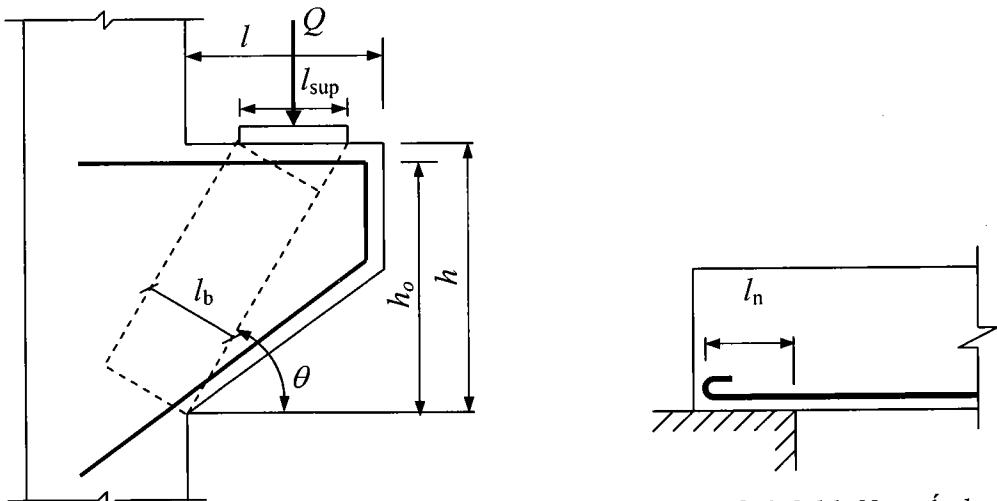
Trong đó: c_o xác định theo (3.51), ϕ_n xác định theo (3.43). Vé phái của (3.62) lấy không lớn hơn $2,5R_{bt}bh_0$ và không nhỏ hơn $0,6(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0$;

θ - góc nghiêng giữa dải nghiêng chịu nén với phương ngang ;

l_b - chiều rộng của dải nghiêng chịu nén :

$$l_b = l_{sup} \sin \theta \quad (3.63)$$

l_{sup} - chiều dài vùng truyền tải dọc theo chiều dài vươn của côngxon.



Hình 3.15: Côngxon ngắn

Hình 3.16: Neo cốt dọc chịu kéo tại gối tựa tự do

ϕ_{w2} - Hệ số xét đến ảnh hưởng của cốt đai đặt theo chiều cao côngxon :

$$\varphi_{w2} = 1 + 5\alpha\mu_w l \quad (3.64)$$

Trong đó: $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$; $\mu_w = \frac{A_w}{bs}$ với s - bước cốt đai theo phương vuông góc

với chúng, và A_w - diện tích tiết diện của các cốt đai nằm trong cùng một mặt phẳng.

3.6. CÁC BIỆN PHÁP CẤU TẠO

Để có thể bảo đảm điều kiện cường độ theo mômen uốn (3.38), cấu kiện BTCT phải được cấu tạo hợp lý tại những vị trí sau:

- Đoạn neo cốt dọc chịu kéo tại gối tựa tự do;
- Vị trí cốt dọc được uốn làm cốt xiên;
- Vị trí cốt dọc bị cắt bớt ở gần gối tựa .

3.6.1. Neo cốt dọc chịu kéo tại gối tựa tự do

Cốt dọc phải được neo chắc chắn vào gối tựa tự do để tránh bị tuột (hình 3.16), gây ra sự phá hoại theo tiết diện nghiêng đi qua mép gối. Chiều dài đoạn neo l_n được xác định theo công thức 2.7. Khi bêtông đủ khả năng chịu cắt ($Q \leq 0,6R_{bt}bh_0$ - lực cắt nhỏ) thì chiều dài đoạn neo $l_n \geq 5d$; để an toàn thường lấy $l_n = 10d$. Khi $Q > 0,6R_{bt}bh_0$ thì $l_n \geq 15d$.

Khi không thể bố trí chiều dài đoạn neo đủ lớn, thì phải có biện pháp tăng cường đặc biệt cho đoạn neo, như dùng những mẩu thép hình hàn vào đầu mút cốt dọc.

3.6.2. Vị trí uốn cốt dọc làm cốt xiên và vị trí cắt bớt cốt dọc chịu kéo

Những vị trí này ở hai bên các gối tựa trung gian của đầm liên tục. Cốt thép dọc giữa nhịp, đi về gối tựa, do mômen giảm nên một số thanh có thể được uốn làm cốt xiên và uốn lên phía trên để chịu mômen âm. Cốt số 2 trên hình 3.17 là một trường hợp như vậy. Ở tiết diện I-I (mép gối - mômen âm), khả năng chịu lực của cốt số 2 được tận dụng hết. Để cho tiết diện nghiêng N_i-N_i (đi qua điểm đặt của hợp lực vùng nén ở ngang mép gối tựa) đủ cường độ thì tay đòn nội lực Z_i phải không nhỏ hơn tay đòn Z_s . Để thỏa mãn điều này, một cách gần đúng và thiên về an toàn, điểm uốn cốt thép ở vùng kéo được lấy cách xa mép gối tựa một đoạn đủ lớn:

$$C \geq h_o/2 \quad (3.65)$$

Đi xa gối tựa trung gian thì mômen âm giảm, có thể cắt bớt một số thanh cốt dọc không còn cần thiết cho sự chịu lực. Giả sử thanh số 2 trên hình 3.17, sau khi phát huy hết khả năng chịu mômen âm, tại tiết diện III-III có thể được cắt bớt. Tiết diện III-III được gọi là vị trí cắt lý thuyết. Tuy vậy, để đảm bảo cường độ trên tất cả các tiết diện nghiêng N_2-N_2 (xuất phát từ điểm đặt hợp lực vùng nén tại tiết diện III-III) thì thanh số 2 phải được kéo dài thêm một đoạn W sao cho các cốt đai trên phạm vi đó đủ khả năng chịu lực cắt trên tiết diện nghiêng. Chiều dài đoạn W được tính theo công thức:

$$W = \frac{Q_o - Q_{inc}}{2q_w} + 5d \geq 20d \quad (3.66)$$

Trong đó:

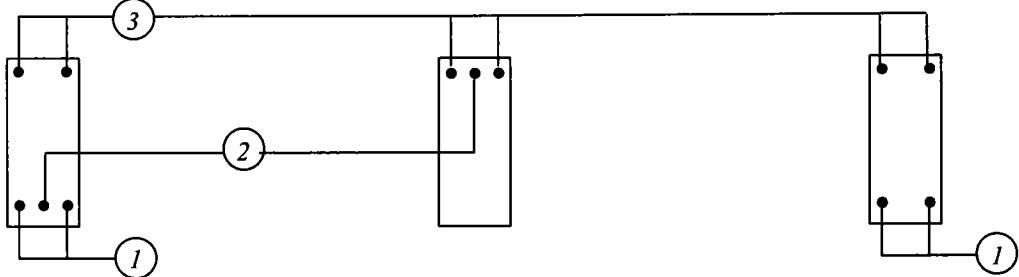
Q_o - lực cắt tại vị trí cắt lý thuyết (tại tiết diện III-III);

$$Q_{inc} = R_{sw}A_{inc}\sin\alpha;$$

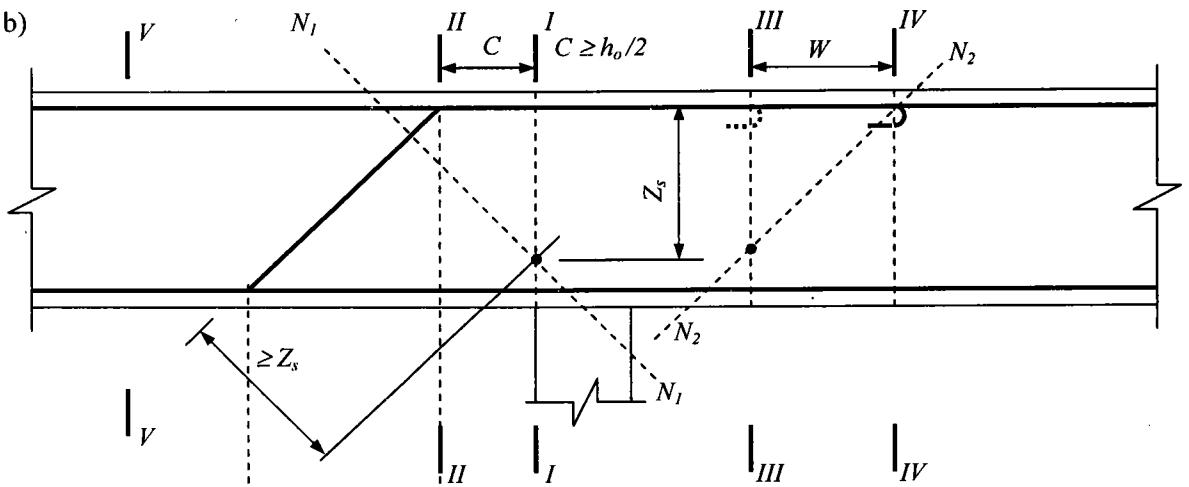
A_{inc} - diện tích của lớp cốt xiên (nếu có) nằm trong vùng cắt bớt cốt thép;
 d - đường kính cốt dọc bị cắt bớt;

$$q_w \text{ - nội lực trong cốt đai, xác định theo công thức (3.42): } q_w = \frac{R_{sw} A_w}{s}.$$

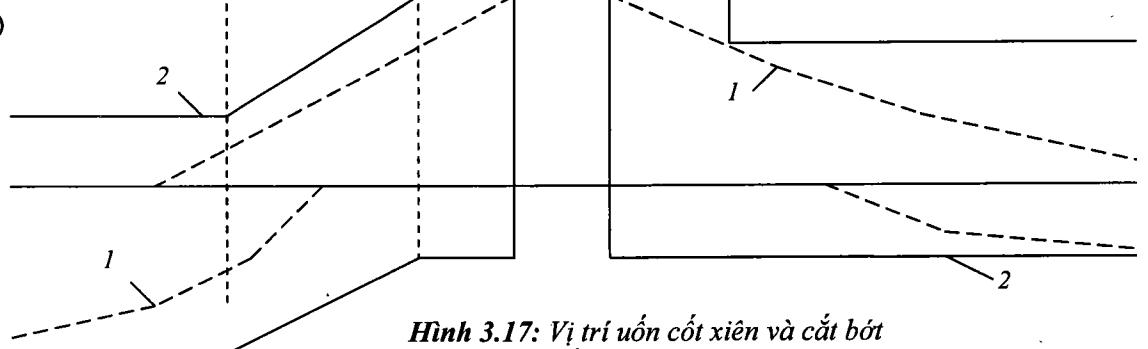
a)



b)



c)



Hình 3.17: Vị trí uốn cốt xiên và cắt bớt cốt dọc chịu kéo.

1 - - - biểu đồ bao mômen; 2 — biểu đồ bao vật liệu.

Ví dụ 3.13. Tính đoạn kéo dài W của một thanh cốt dọc chịu kéo, đường kính $d = 20 \text{ mm}$, ở vùng mômen âm, biết lực cắt tại vị trí cắt lý thuyết là $Q_o = 150 \text{ kN}$, trong đoạn có cốt đai thuộc nhóm thép A-I ($R_w = 175 \text{ MPa}$), 2 nhánh, $\phi 8$, khoảng cách $s = 150 \text{ mm}$, không có cốt xiên.

Giải:

$$Q_o = 150 \text{ kN}; Q_{inc} = 0; q_w = \frac{R_{sw}A_w}{s} = \frac{175 \times 2 \times 50,3}{150} = 117 \text{ N/mm}.$$

Thay vào công thức (3.66) tính được:

$$W = \frac{Q_o - Q_{inc}}{2q_w} + 5d = \frac{150000 - 0}{2 \times 117} + 5 \times 20 = 740 \text{ mm} > 20d = 400 \text{ mm}.$$

Vậy có thể lấy $W = 740 \text{ mm}$.

3.7. BIỂU ĐỒ BAO VẬT LIỆU

Sau khi bố trí cốt thép dọc, uốn cốt thép dọc làm cốt xiên, cắt bớt cốt thép dọc chịu kéo, cần kiểm tra lại khả năng chịu lực. Biểu đồ bao vật liệu là biểu đồ có tung độ biểu thị khả năng chịu lực trên tiết diện thẳng góc với trực trên toàn bộ chiều dài cầu kiện.

Về nguyên tắc, để vẽ biểu đồ bao vật liệu, cần tiến hành giải bài toán kiểm tra cường độ để biết khả năng chịu lực tại một số tiết diện đặc trưng, sau đó nối định các tung độ cùng dấu sẽ nhận được biểu đồ bao vật liệu.

Biểu đồ bao vật liệu phải nằm ngoài biểu đồ bao mômen. Nếu không thỏa mãn điều này, phải điều chỉnh lại cốt thép. Xem cách vẽ biểu đồ bao vật liệu trong ví dụ dưới đây.

Ví dụ 3.14. Đoạn đầm (hình 3.17) tiết diện chữ nhật, $b \times h = 20 \times 50 \text{ (cm)}$, bêtông B15, cốt thép nhôm A-II, các hệ số $\gamma_b = 1$, $\gamma_s = 1$. Cốt thép tại các tiết diện I-I, IV-IV và V-V được bố trí như trên hình 3.17.a. Các khoảng cách $a = a' = 5 \text{ cm}$. Vẽ biểu đồ bao vật liệu.

Giải. Khả năng chịu lực tại các tiết diện được tính với cốt thép đơn. Cường độ bêtông và cốt thép: $R_b = 8,5 \text{ MPa}$, $R_s = 280 \text{ MPa}$.

1. Tính toán để vẽ nhánh trên của biểu đồ bao vật liệu.

- Tại tiết diện I-I, $h_o = 450 \text{ mm}$, $A_s = 1472 \text{ mm}^2$ (3φ25).

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{280 \times 1472}{8,5 \times 200 \times 450} = 0,539 < \xi_r = 0,65.$$

$$\alpha = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) = 0,539 \left(1 - \frac{0,539}{2} \right) = 0,394.$$

$$M_p = \alpha R_b b h_o^2 = 0,394 \times 8,5 \times 200 \times 450^2 = 135634500 \text{ Nmm} = 135,6 \text{ kNm}.$$

- Tại các tiết diện IV-IV và V-V, $h_o = 450 \text{ mm}$, $A_s = 981 \text{ mm}^2$ (3φ25).

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{280 \times 981}{8,5 \times 200 \times 450} = 0,359 < \xi_r = 0,65.$$

$$\alpha = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) = 0,359 \left(1 - \frac{0,359}{2} \right) = 0,295.$$

$$M_p = \alpha R_b b h_o^2 = 0,295 \times 8,5 \times 200 \times 450^2 = 101553750 \text{ Nmm} = 101,6 \text{ kNm.}$$

2. Tính toán để vẽ nhánh dưới của biểu đồ bao vật liệu.

- Tại tiết diện IV-IV, $h_o = 450 \text{ mm}$, $A_s = 760 \text{ mm}^2$ (2φ22).

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{280 \times 760}{8,5 \times 200 \times 450} = 0,278 < \xi_r = 0,65.$$

$$\alpha = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) = 0,278 \left(1 - \frac{0,278}{2}\right) = 0,239.$$

$$M_p = \alpha R_b b h_o^2 = 0,239 \times 8,5 \times 200 \times 450^2 = 82398992 \text{ Nmm} = 82,4 \text{ kNm.}$$

- Tại tiết diện V-V, $h_o = 450 \text{ mm}$, $A_s = 1251 \text{ mm}^2$ (2φ22+2φ25).

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{280 \times 1251}{8,5 \times 200 \times 450} = 0,458 < \xi_r = 0,65.$$

$$\alpha = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) = 0,458 \left(1 - \frac{0,458}{2}\right) = 0,353.$$

$$M_p = \alpha R_b b h_o^2 = 0,353 \times 8,5 \times 200 \times 450^2 = 121702277 \text{ Nmm} = 121,7 \text{ kNm.}$$

3. Trong đoạn dầm có cốt xiên, biểu đồ bao vật liệu được lấy là một đoạn thẳng nối các tung độ ở hai đầu đoạn, đã xác định ở trên.

Dạng biểu đồ bao vật liệu như trên hình 3.17,c.