

14 TCN

TIÊU CHUẨN NGÀNH

14 TCN 54 - 87

**QUY TRÌNH THIẾT KẾ
KẾT CẤU BÊ TÔNG VÀ BÊ TÔNG CỐT THÉP
CÔNG TRÌNH THỦY CÔNG**

34

**CỘNG HOÀ XÃ HỘI CHỦ NGHĨA VIỆT NAM
BỘ NÔNG NGHIỆP VÀ PHÁT TRIỂN NÔNG THÔN**

14 TCN TIÊU CHUẨN NGÀNH

14 TCN 54 - 87

**QUY TRÌNH THIẾT KẾ
KẾT CẤU BÊ TÔNG VÀ BÊ TÔNG CỐT THÉP
CÔNG TRÌNH THỦY CÔNG**

LỜI NÓI ĐẦU

Để phục vụ công tác quản lý, nghiên cứu và sản xuất, Vụ Khoa học Công nghệ đã cho in tái bản tiêu chuẩn ngành: "Quy trình thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép công trình thủy công - 14 TCN 54 - 87", do Bộ Thủy lợi cũ nay là Bộ Nông nghiệp và PTNT ban hành.

Xin trân trọng giới thiệu cùng độc giả và mong nhận được nhiều ý kiến đóng góp để lần tái bản sau được hoàn thiện hơn.

Mọi ý kiến đóng góp xin gửi về Vụ Khoa học Công nghệ - Bộ Nông nghiệp và Phát triển Nông thôn - Số 2 Ngọc Hà - Ba Đình - Hà Nội.

Lời giới thiệu

Quy trình thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép Công trình thuỷ công được ban hành để cụ thể hoá các điều qui định trong tiêu chuẩn thiết kế- "kết cấu bê tông và bê tông cốt thép thuỷ công"

Quy trình này gồm 2 phần mỗi phần có kèm theo một số phụ lục

I. Tính toán kết cấu bê tông và bê tông cốt thép thuỷ công;

II. Cấu tạo cốt thép của các kết cấu bê tông cốt thép thuỷ công.

Trong quy trình này không đề cập tới vấn đề thiết kế bê tông cốt thép dự ứng lực.

QUY TRÌNH THIẾT KẾ KẾT CẤU BÊ TÔNG VÀ BÊ TÔNG CỐT THÉP CÔNG TRÌNH THỦY CÔNG

PHẦN I TÍNH TOÁN KẾT CẤU BÊ TÔNG VÀ BÊ TÔNG CỐT THÉP THỦY CÔNG

1. NHỮNG YÊU CẦU TÍNH TOÁN CƠ BẢN VỀ TẢI TRỌNG VÀ TÁC ĐỘNG

- 1.1. Các kết cấu bê tông và bê tông cốt thép phải thoả mãn yêu cầu về tính toán theo khả năng chịu lực (trạng thái giới hạn nhóm thứ nhất) và yêu cầu về khai thác bình thường (trạng thái giới hạn nhóm thứ hai).

Các kết cấu bê tông phải được tính toán:

- a) Theo trạng thái giới hạn nhóm thứ nhất- theo khả năng chịu lực về độ bền có kiểm tra ổn định của vị trí và của hình dạng kết cấu.
- b) Theo trạng thái giới hạn nhóm thứ hai - theo sự hình thành các khe nứt.

Các kết cấu bê tông cốt thép phải được tính toán:

- a) Theo trạng thái giới hạn nhóm thứ nhất - theo khả năng chịu lực về độ bền có kiểm tra ổn định của vị trí và của hình dạng kết cấu cũng như theo khả năng chịu lực về độ bền mỏi trong trường hợp tải trọng lặp lại nhiều lần;
- b) Theo trạng thái giới hạn của nhóm thứ hai - theo biến dạng trong trường hợp mà độ lớn của các chuyển vị có thể hạn chế khả năng vận hành bình thường của kết cấu hoặc các thiết bị đặt trên kết cấu theo sự hình thành hoặc mở rộng khe nứt trong trường hợp mà theo điều kiện khai thác bình thường của công trình không cho phép hình thành khe nứt hoặc độ mở rộng khe nứt phải hạn chế.

Các kết cấu bê tông và bê tông cốt thép phải thoả mãn các yêu cầu tính toán các trạng thái giới hạn nhóm thứ nhất với tất cả các tổ hợp tải trọng và tác động, theo trạng thái giới hạn nhóm thứ hai với tổ hợp cơ bản của các tải trọng và tác động.

Thông thường, phải thực hiện tính toán theo các trạng thái giới hạn cho mọi giai đoạn tác động, vận chuyển, lắp ráp và khai thác kết cấu.

- 1.2. Đối với các kết cấu bê tông và bê tông cốt thép của các công trình thủy công, việc đánh giá là bắt đầu xảy ra trạng thái giới hạn nhóm thứ nhất được thực hiện theo điều kiện:

$$K_H \cdot n_c \cdot N_p \leq m \cdot R$$

Trong đó: K_H - hệ số an toàn, tính đến mức độ quan trọng, qui mô công trình và các hậu quả khi xảy ra trạng thái giới hạn;

Với công trình cấp I $K_H = 1,25$;

Với công trình cấp II $K_H = 1,20$;

Với công trình cấp III $K_H = 1,15$;

Với công trình cấp IV/ V $K_H = 1,10$;

n_c - Hệ số tổ hợp tải trọng,

Với tổ hợp tải trọng cơ bản $n_c = 1$;

Với tổ hợp tải trọng đặc biệt $n_c = 0,9$;

Với thời kỳ thi công và lắp ráp $n_c = 0,95$;

N_p - Trị số tính toán của tác động lực (nổi riêng là của ứng suất), được xác định có tính đến hệ số vượt tải n ở bảng 1;

R - Trị số tính toán của khả năng chịu lực, cường độ tính toán của kết cấu hoặc của mặt cắt của nó, được xác định có tính đến hệ số an toàn về vật liệu;

m - Hệ số điều kiện làm việc, tính đến loại trạng thái giới hạn, mức độ gần đúng của các sơ đồ tính toán, kiểu công trình (kết cấu), loại vật liệu và các yếu tố khác, được lấy theo bảng 6 và bảng 13.

Trong những trường hợp cần thiết phải tính đến các hệ số điều kiện làm việc phụ thêm theo các chỉ dẫn trong các tài liệu tiêu chuẩn tương ứng.

- 1.3. Biến dạng của các kết cấu bê tông cốt thép và các bộ phận của chúng được xác định có xét tới tác dụng dài hạn của các tải trọng không được vượt quá các giá trị quy định bởi đồ án thiết kế, xuất phát từ yêu cầu khai thác bình thường các thiết bị và máy móc, và cũng không được vượt quá các trị số nêu ở phụ lục 1, cho phép không tính toán các kết cấu và các bộ phận của chúng theo biến dạng và theo độ mở rộng của các khe nứt nếu trên cơ sở kinh nghiệm khai thác các công trình đã xác định được là độ cứng của các kết cấu và bộ phận kết cấu tương tự đã đủ để bảo đảm khai thác bình thường công trình đang thiết kế.
- 1.4. Các đặc trưng chủ yếu của tải trọng là các giá trị tiêu chuẩn của chúng được xác định theo các tài liệu tiêu chuẩn hiện hành và trong những trường hợp cần thiết, trên cơ sở các kết quả nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm, các tải trọng tính toán được xác định bằng cách nhân tải trọng tiêu chuẩn với hệ số vượt tải n tính đến những sai lệch có thể có của tải trọng về phía bất lợi so với trị số tiêu chuẩn và được xác định tùy thuộc vào loại trạng thái giới hạn.
- 1.5. Tùy theo thời gian tác dụng, các tải trọng được chia ra thành tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời (tạm thời dài hạn, tạm thời ngắn hạn và đặc biệt).

Tải trọng thường xuyên gồm: trọng lượng nhà và công trình, trọng lượng thiết bị công nghệ đặt cố định trên công trình trong quá trình khai thác (các tổ máy thủy lực, máy biến thế, v.v...) trọng lượng và áp lực đất (đất đắp, đất đắp trả lại), áp lực đá núi, áp lực thủy tĩnh, áp lực thấm, áp lực lỗ rỗng và áp lực ngược trong các mặt cắt tính toán và trong các khe nối thì công trong các điều kiện mức nước dâng bình thường và các thiết bị chống thấm và tiêu nước làm việc bình thường.

Các tải trọng và tác động tạm thời dài hạn gồm: áp lực bổ sung của đất (vượt quá áp lực cơ bản của đất) do biến dạng nền và kết cấu, hoặc do tác động của nhiệt độ. áp lực bùn cát gây nền.

Các tải trọng và tác động tạm thời ngắn hạn gồm: tải trọng gió, tải trọng do tàu thuyền (đe ngang, buộc tầu, va đập) tải trọng sóng, tải trọng do các thiết bị nâng, bốc dỡ và vận chuyển, do các kết cấu và máy móc khác (cân trục cầu, cân trục treo) tải trọng do vật nổi, áp lực nước

va trong thời kỳ khai thác bình thường tải trọng mạch động trong đường dẫn có áp và không áp, trọng lượng người và vật liệu sửa chữa trong khi phục vụ và sửa chữa thiết bị.

Các tải trọng và tác động đặc biệt gồm: tác động động đất và nổ mìn, áp lực thủy tĩnh bổ sung, áp lực lỗ rỗng bổ sung của nước và áp lực ngược bổ sung trong các mặt cắt tính toán và trong khe nối thi công trong điều kiện mực nước gia cường, áp lực thấm bổ sung do các thiết bị chống thấm và tiêu nước không làm việc bình thường, áp lực nước và khí cắt toàn bộ phụ tải.

1.6. Tuỳ theo thành phần các tải trọng đưa vào tính toán phải phân biệt:

Tổ hợp tải trọng và tác động cơ bản gồm các tải trọng và tác động thường xuyên, tạm thời dài hạn và ngắn hạn;

Tổ hợp tải trọng và các tác động đặc biệt gồm các tải trọng và tác động thường xuyên, tạm thời dài hạn, một số tải trọng tạm thời ngắn hạn và một trong các tải trọng đặc biệt (có thể lấy hai tải trọng đặc biệt nhưng phải có luận chứng được chấp nhận).

Khi tính toán các kết cấu bê tông cốt thép các tác động nhiệt độ thuộc về tổ hợp đặc biệt.

Các tải trọng và tác động phải được đưa vào các tổ hợp bất lợi nhất nhưng có thể xảy ra, tách riêng thời kỳ khai thác và thời kỳ thi công. Việc đưa một tải trọng nào đó vào tổ hợp cơ bản và đặc biệt được quy định cụ thể trong các tiêu chuẩn thiết kế các loại công trình riêng biệt.

1.7. Các kết cấu bê tông và bê tông cốt thép mà các điều kiện bắt đầu xuất hiện trạng thái giới hạn trong chúng không thể biểu thị qua các nội lực trong mặt cắt (đập trọng lực, đập vòm, đập bản chống, tấm bản dày, tường dầm, v.v...) phải được tính toán bằng phương pháp cơ học của các môi trường liên tục, có xét các biến dạng không đàn hồi và các khe nứt bê tông trong các trường hợp cần thiết.

Trong những trường hợp riêng biệt việc tính toán các kết cấu nêu trên được phép tiến hành theo phương pháp sức bền vật liệu theo các tiêu chuẩn thiết kế từng loại công trình thủy công riêng biệt.

Đối với các kết cấu bê tông, ứng suất nén tính với các tải trọng tính toán không được lớn hơn trị số cường độ tính toán của bê tông.

Đối với các kết cấu bê tông cốt thép: ứng suất nén trong bê tông không được vượt quá cường độ chịu nén tính toán của bê tông, lực kéo trong mặt cắt, khi ứng suất trong bê tông vượt quá cường độ tính toán của nó, phải hoàn toàn do cốt thép chịu nén như vùng bê tông chịu kéo mất khả năng làm việc sẽ có thể dẫn đến tình trạng mất khả năng chịu lực của cả kết cấu; đồng thời phải lấy các hệ số tính toán theo điều 1.2.

1.8. Trị số áp lực ngược của nước trong các mặt cắt tính toán của các bộ phận phải được xác định có xét đến các điều kiện làm việc thực tế của kết cấu trong thời kỳ khai thác và cũng phải xét đến các biện pháp cấu tạo và công nghệ làm tăng tính không thấm nước của bê tông và giảm áp lực ngược.

Trong các bộ phận của các kết cấu bê tông và bê tông cốt thép chịu áp lực và nằm dưới nước của các công trình thủy công được tính toán theo điều 1.7, áp lực ngược của nước được xét như lực thể tích.

Trong các bộ phận còn lại, áp lực ngược của nước được xét như lực kéo đặt trong mặt cắt tính toán đang xét.

Áp lực ngược của nước được xét đến cả khi tính toán các mặt cắt trùng với các khe nối khi đổ bê tông cũng như các mặt cắt liên khối.

Khi tính toán độ bền của các bộ phận chịu kéo đúng tâm và lệch tâm có biểu đồ ứng suất một đầu và khi tính toán độ bền của các mặt cắt nghiêng so với trục dọc của các bộ phận bê tông

cốt thép, cũng như khi tính toán các bộ phận bê tông cốt thép theo sự hình thành các khe nứt phải lấy áp lực ngược của nước thay đổi theo quy luật đường thẳng trong phạm vi toàn bộ chiều cao mặt cắt.

Trong mặt cắt của các bộ phận chịu uốn, kéo lệch tâm và nén lệch tâm có biểu đồ ứng suất hai đầu được tính toán về độ bền mà không kể đến sự làm việc của bê tông vùng chịu kéo của mặt cắt, áp lực ngược của nước phải được tính đến trong giới hạn vùng chịu kéo của mặt cắt dưới dạng áp lực thủy tĩnh toàn phần từ phía mép chịu kéo và không được tính đến trong giới hạn vùng bị nén của mặt cắt.

Trong các mặt cắt của các bộ phận có biểu đồ ứng suất nén một đầu thì không tính đến áp lực ngược của nước.

Chiều cao vùng chịu nén của bê tông của mặt cắt được xác định từ giả thiết các mặt cắt là phẳng, đồng thời trong các bộ phận không bền nứt không xét tới sự làm việc của phần bê tông chịu kéo và dạng biểu đồ ứng suất bê tông trong vùng chịu nén của mặt cắt tính toán là dạng hình tam giác.

Trong các bộ phận có hình dạng mặt cắt phức tạp, trong các bộ phận có sử dụng các biện pháp cấu tạo và công nghệ và trong các bộ phận được tính toán theo điều 1.7 trị số áp lực ngược cần được xác định trên cơ sở các kết quả nghiên cứu thực nghiệm hoặc tính toán thẩm.

Chú thích: Loại trạng thái ứng suất của các bộ phận được xác định xuất phát từ giả thiết các mặt cắt phẳng, không tính đến áp lực ngược của nước.

- 1.9. Khi xét tác động lực của nước thấm lên phần cốt của bê tông như lực thể tích, bê tông được coi là môi trường đẳng hướng, đồng nhất, liên- xốp có độ rỗng thể tích m_0 và độ rỗng diện tích m_n bằng nhau ($m_0 = m_n = m$); không tính đến ảnh hưởng của cốt thép tới các điều kiện thấm.

Khi thiết kế công trình cấp I và cấp II trong giai đoạn thiết kế kỹ thuật và bản vẽ thi công cần xác định áp lực thủy động của nước $P(x,y,z)$ bằng các phương pháp tính toán thẩm hoặc nghiên cứu thực nghiệm. Đồng thời cho phép thay bài toán thể tích bằng một loạt bài toán phẳng, bằng cách khảo sát thẩm ở các lớp song song với các mặt phẳng tọa độ XOY, YOZ, ZOX.

Đồng thời trên cơ sở nghiên cứu thực nghiệm hoặc theo các trường hợp tương tự phải xác định hệ số diện tích hiệu quả của tác dụng lực đẩy ngược α_2 bằng tỉ số của tổng diện tích các lỗ rỗng đẩy nước thấm trong mặt cắt bất kỳ trên toàn bộ diện tích của mặt cắt đó. Hệ số này được xác định bằng công thức sau:

$$\alpha_2 = m\alpha \quad (1)$$

Trong đó α - mức độ bão hoà nước của các lỗ rỗng trong bê tông (bằng tỷ số của thể tích các lỗ rỗng đẩy nước thấm trên tổng thể tích các lỗ rỗng).

Khi trục OX và OY nằm trong mặt phẳng nằm ngang, còn trục OZ theo hướng thẳng đứng lên trên thì các thành phần của lực thể tích đơn vị theo hướng các trục OX, OY và OZ được xác định theo công thức:

$$x = \alpha_2 \times \frac{\partial p}{\partial x} \quad (2)$$

$$y = -\alpha_2 \times \frac{\partial p}{\partial y} \quad (3)$$

$$z = -\alpha_2 \times \left(\gamma_{nước} + \frac{\partial p}{\partial z} \right) \quad (4)$$

Trong đó $P = p(x, g, z)$ - Áp lực thủy động của nước. Trị số p , khi đã biến cột nước do áp $h = h(x, y, z)$ được xác định bằng công thức:

$$P = \gamma_{\text{nước}} (h - z)$$

Bảng 1

	Loại tải trọng và tác động	Hệ số vượt tải n
Khi tính toán theo trạng thái giới hạn thứ nhất trừ khi tính toán theo chịu môi	- Trọng lượng bản thân công trình	1,05-(0,95)
	- Trọng lượng bản thân của vỏ đường hầm	1,2-(0,9)
	- Áp lực thẳng đứng do trọng lượng đất	1,1-(0,9)
	- Áp lực bên của đất	1,2-(0,8)
	- Áp lực bùn cát	1,2
	- Áp lực thủy tĩnh và áp lực sóng, áp lực thấm dưới đường viền công trình, trong các khớp nối và trong các mặt cắt tính toán của kết cấu bê tông cốt thép (áp lực ngược của nước)	1,0
	- Áp lực thủy tĩnh của nước dưới đất tác dụng lên vỏ đường hầm	1,1-(0,9)
	- Tải trọng thẳng đứng và nằm ngang của máy nâng, bốc dỡ, vận chuyển, cũng như tải trọng do trọng lượng người, trọng lượng hàng xếp trong kho và thiết bị công nghệ đặt cố định	1,2
	- Tải trọng gió	1,3
	- Tải trọng do tàu thuyền	1,2
	- Tác động của nhiệt độ và độ ẩm, tác động động đất	1,1
	- Tác động của động đất	1,0
	- Khi tính toán theo chịu môi và theo trạng thái giới hạn nhóm thứ 2 với tất cả các loại tải trọng và tác động	1,0

Chú thích:

- Hệ số vượt tải của các tải trọng di động trên đường tàu hỏa và ô tô phải được lấy theo các qui phạm, tiêu chuẩn thiết kế cầu.
- Trị số của hệ số vượt tải n đối với áp lực đá núi phải được lấy theo các qui phạm, tiêu chuẩn thiết kế đường hầm thủy công.
- Cho phép lấy hệ số vượt tải n bằng 1,0 đối với:
 - Trọng lượng bản thân công trình nếu trọng lượng thể tích của bê tông được xác định bằng nghiên cứu trong phòng thí nghiệm khi chọn thành phần bê tông;
 - Áp lực thẳng đứng do trọng lượng đất đắp lại, nếu trọng lượng của nó không vượt quá 20% tổng trọng lượng công trình;
 - Mọi tải trọng đất khi sử dụng các tham số tính toán của đất được xác định theo "Tiêu chuẩn thiết kế nền các công trình thủy công";
 - Đối với các tác động của nhiệt độ được xác định trên cơ sở xử lý các tài liệu chuỗi quan trắc nhiều năm.
- Các hệ số vượt tải ghi trong các dấu ngoặc đơn được dùng trong các trường hợp mà việc dùng các trị số nhỏ hơn trong các hệ số sẽ dẫn đến trường hợp không lợi cho việc chịu tải của công trình.

Trong trường hợp nếu hàm số $p(x, y, z)$ được cho dưới dạng giải tích thì các thành phần x, y và z có thể được xác định trực tiếp và được đưa vào các phương trình của lý thuyết đàn hồi. Khi tính toán bằng phương pháp phần tử hữu hạn, các đại lượng x, y, z được xác định đối với trọng tâm của các phần tử hữu hạn và được nhân với thể tích của chúng, sau đó lấy các phần đều nhau cộng vào các đỉnh của các phần tử.

Khi thiết kế các công trình cấp III, IV và V và trong các tính toán sơ bộ các công trình ở mọi cấp, cho phép lấy các trị số của m và α theo các số liệu trong các tài liệu kỹ thuật, và cho phép xác định áp lực thủy động $p(x, y, z)$ bằng các phương pháp gần đúng (đồ thị- giải tích).

- 1.10. Trong bảng 2 là các sơ đồ tính đến áp lực ngược của nước như lực kéo đặt trong mặt cắt tính toán đang xét.
- 1.11. Khi tính toán các kết cấu lắp ghép theo các nội lực phát sinh trong vận chuyển, nâng hạ và lắp ghép thì cần tính tải trọng do trọng lượng bản thân của bộ phận với hệ số động lực bằng 1,3, đồng thời hệ số vượt tải của trọng lượng bản thân được lấy bằng 1.
 Khi có luận chứng thích đáng có thể lấy hệ số động lực lớn hơn 1,3 nhưng không quá 1,5.
- 1.12. Việc tính toán các kết cấu lắp ghép, đúc tại chỗ phải được tiến hành theo chỉ dẫn ở các điều 3-85, 3-88 trong tài liệu này.
- 1.13. Việc tính toán các bộ phận của kết cấu theo chịu mỗi phải được tiến hành theo chỉ dẫn ở các điều 3.74-3.84 trong tài liệu này.
- 1.14. Khi xác định các nội lực trong các kết cấu bê tông cốt thép siêu tính gây nên bởi tác động của nhiệt độ hay bởi lún của các gối, cũng như khi xác định phản áp lực của đất, độ cứng của các bộ phận phải được xác định có xét đến sự hình thành các khe nứt trong các bộ phận đó và sự từ biến của bê tông, theo các điều 4.17 và 4.18 trong qui trình này.

Trong tính toán sơ bộ, cho phép lấy độ cứng khi uốn và kéo của các bộ phận không bền nứt bằng 0,4 trị số độ cứng khi uốn và kéo được xác định với mô đun đàn hồi ban đầu của bê tông.

Chú thích. Các bộ phận không bền nứt là các bộ phận được tính toán theo độ mở rộng của các khe nứt; các bộ phận bền nứt là các bộ phận được tính toán theo sự hình thành các khe nứt.

Các độ cứng $B_K = 0,4 \cdot E_p \cdot J_n$ và $C_K = 0,4 \cdot E_b \cdot F_n$ được đề nghị dùng trong các tính toán sơ bộ phải được xem là độ cứng dưới tác dụng tạm thời ngắn hạn của tải trọng, nghĩa là lấy:

$$B_K = 0,4 \cdot E_b \cdot J_n \quad (5)$$

$$C_K = 0,4 \cdot E_b \cdot F_n \quad (6)$$

(Ký hiệu K có nghĩa là ngắn hạn)

Bảng 2

TT	Hạng mục tính toán và loại trạng thái ứng suất trong giai đoạn đàn hồi, xuất phát từ giả thiết các mặt cắt phẳng, không xét đến lực ngược của nước	Sơ đồ tính toán sự làm việc của mặt cắt, không xét đến áp lực đẩy nổi của nước	Sơ đồ tác dụng của áp lực ngược của nước như lực kéo đặt trong mặt cắt tính toán
1	Tính toán độ bền của các bộ phận bê tông cốt thép chịu kéo đúng tâm và lệch tâm có biểu đồ ứng suất một dấu.		
2	Tính toán độ bền của các mặt cắt nghiêng so với trục dọc của các bộ phận bê tông cốt thép		
3	Tính toán bộ phận bê tông cốt thép theo sự hình thành các khe nứt		
4	Tính toán độ bền của các bộ phận bê tông cốt thép bền nứt không tính đến vùng chịu kéo của bê tông trong mặt cắt, trường hợp biểu đồ ứng suất 2 dấu.		
5	Tính toán độ bền của các bộ phận bê tông và bê tông cốt thép không bền nứt không tính đến sự làm việc của vùng bê tông chịu kéo của mặt cắt.		
6	Tính toán độ bền của các bộ phận bê tông và bê tông cốt thép chịu nén đúng tâm, lệch tâm với biểu đồ ứng suất một dấu.		

Chú thích: 1. Trong bảng 2 ký hiệu N_p và N_c tương ứng là lực kéo và lực nén;

σ_p và σ_c tương ứng là ứng suất kéo và nén

γ_b - trọng lượng thể tích của nước;

H_1, H_2 - độ ngập sâu dưới mực nước của các điểm mép của mặt cắt $i - i$;

q_1 và q_2 - áp lực nước.

2. Đối với các bộ phận bê tông

$$F_a = F'_a = 0 \text{ và } N_p = 0$$

3. Khi tính toán theo các sơ đồ 4 và 5 độ bền nứt được kiểm tra có xét đến áp lực ngược trong mặt cắt lấy theo sơ đồ 3.

4. Tỷ số giữa các áp lực nước ở các điểm mép của mặt cắt có thể là bất kỳ.

$$(q_1 < q_2; q_1 = q_2 \text{ hoặc } q_1 > q_2)$$

2. VẬT LIỆU DÙNG TRONG CÁC KẾT CẤU BÊ TÔNG VÀ BÊ TÔNG CỐT THÉP

BÊ TÔNG

- 2.1. Khi thiết kế các kết cấu bê tông và bê tông cốt thép của các công trình thủy công, phải dự kiến sử dụng các loại bê tông nặng

Trong thiết kế nên sử dụng các mức thiết kế của bê tông như sau:

- a) Theo độ bền chịu nén; M100; M150; M200; M250; M300; M350; M400; M450; M500 và M600;
- b) Theo độ bền chịu kéo dọc trục P10; P15; P20; P25; P30 và P35;
- c) Theo độ không thấm nước: B2; B4; B6; B8; B10 và B12.

Chú thích:

- 1) *Mức thiết kế của bê tông về một mặt nào đó (chịu nén, chịu kéo, không thấm nước, ...) là trị số của đặc trưng tương ứng của bê tông được cho khi thiết kế.*
- 2) *Sự phù hợp giữa trị số thực tế của đặc trưng của bê tông và mức thiết kế của nó được xác định trên cơ sở kết quả thí nghiệm phù hợp với các yêu cầu của tiêu chuẩn nhà nước tương ứng.*

- 2.2. Đối với các công trình bê tông có khối lượng bê tông lớn hơn 0,5 triệu m³ trong thiết kế cho phép định ra các trị số trung gian của các cường độ tiêu chuẩn của bê tông khác với sự chia cấp mức theo độ bền chịu nén đã được định ở điều 2.1. Các mức trung gian này của bê tông được định tròn tới 10 KG/cm² về phía tăng lên.

- 2.3. Đối với bê tông của các kết cấu công trình thủy công phải đề ra các yêu cầu bổ sung được xác định bằng tính toán thiết kế và được kiểm nhận bằng nghiên cứu thực nghiệm về:

- Giới hạn chịu kéo;
- Độ bền chống tác động xâm thực của nước;
- Không có các tương tác có hại giữa các chất kiềm trong xi măng với cốt liệu;
- Khả năng chống mài mòn của dòng chảy có bùn cát đáy và bùn cát lơ lửng;
- Độ bền chống khí thực;
- Tác dụng hóa học của các vật khác nhau chất trong kết cấu bê tông;
- Tỏa nhiệt khi bê tông đông cứng.

- 2.4. Thời gian đông cứng (tuổi) của bê tông ứng với mức thiết kế của nó về độ bền chịu nén, độ bền chịu kéo dọc trục và độ không thấm nước thường được lấy là 90 ngày đối với các kết cấu của công trình thủy công trên sông – 28 ngày đối với các kết cấu lắp ghép và đúc tại chỗ của công trình biển và kết cấu lắp ghép của công trình vận tải sông.

Nếu biết được thời gian chất tải thực tế của các kết cấu, phương pháp xây dựng chúng, điều kiện đông cứng của bê tông, loại và chất lượng xi măng sử dụng, thì cho phép xác lập mức thiết kế của bê tông ở những tuổi khác (45, 60 ngày).

Đối với các kết cấu lắp ghép, độ bền xuất xưởng của bê tông không được nhỏ hơn 70% độ bền của mức thiết kế tương ứng.

- 2.5. Cường độ chịu nén dọc trục của mẫu chuẩn khối vuông được lấy làm mức độ bền chịu nén dọc trục (độ bền khối lập phương).

Đặc trưng này là đặc trưng cơ bản và phải được ghi trong đồ án trong mọi trường hợp, trên cơ sở tính toán kết cấu.

Đối với các kết cấu bê tông cốt thép không cho phép dùng bê tông có mác thiết kế nhỏ hơn M100.

Đối với các bộ phận bê tông cốt thép bằng bê tông nặng được tính toán chịu tác động của tải trọng lặp lại nhiều lần và các bộ phận bê tông cốt thép chịu nén của các kết cấu dạng thanh (cầu cảng, kiểu cầu cạn trên cọc, trên cọc ống, v.v ..) mác bê tông thiết kế không nhỏ hơn M200.

- 2.6. Cường độ chịu kéo dọc trục của mẫu kiểm tra được lấy làm mác độ bền chịu kéo dọc trục. Phải định ra đặc trưng này trong những trường hợp nó có ý nghĩa chỉ đạo, nghĩa là khi chất lượng khai thác kết cấu hoặc bộ phận kết cấu được xác định bởi sự làm việc của bê tông chịu kéo hoặc khi không cho phép hình thành các khe nứt trong bộ phận kết cấu.
- 2.7. Mács bê tông được xác định tùy thuộc vào gradien cột nước bằng tỉ số giữa cột nước lớn nhất mà dưới áp lực này vẫn chưa quan sát thấy nước thấm rò ra khi thử các mẫu theo các tiêu chuẩn nhà nước.

Đặc trưng này được xác định tùy thuộc vào gradien cột nước bằng tỷ số giữa cột nước lớn nhất (đo bằng mét) với chiều dày của toàn bộ kết cấu đo bằng mét, lấy theo bảng 3.

Bảng 3

Gradien cột nước	Đến 5	5-7	7-9	9-12	12 và lớn hơn
Mác bê tông và độ không thấm nước	B4	B6	B8	B10	B12

Trong các kết cấu bê tông cốt thép không bền nứt chịu áp lực và trong các kết cấu không bền nứt không áp lực của các công trình biển, mács thiết kế của bê tông về độ không thấm nước không được nhỏ hơn B4.

- 2.8. Khi sơ bộ chọn các mács thiết kế của bê tông mà không có số liệu thí nghiệm, cho phép dùng bảng 4 (bảng này nêu sự quan hệ trung bình giữa các mács bê tông dùng xi măng M400).

Bảng 4

Các mács thiết kế của bê tông	Quan hệ giữa các mács thiết kế của bê tông					
Mác bê tông về độ không thấm nước	B2	B4	B6	B8	B10	B12
Mác độ bền chịu nén dọc trục (90 ngày)	M.150	M.200	M.250	M.300	M.400	M.400

- 2.9. Để đổ bê tông chèn, làm liền khối các mối nối của các bộ phận của kết cấu lắp ghép mà trong quá trình khai thác có thể sẽ chịu tác động của nước xâm thực, phải dùng các bê tông có mács thiết kế về độ không thấm không nhỏ hơn mács của các bộ phận được nối liền khối.
- 2.10. Phải dự kiến sử dụng rộng rãi các chất phụ gia hoạt tính bề mặt (phụ gia bã giấy, v.v...) cũng như cần sử dụng tro thải của các nhà máy nhiệt điện và phụ gia nghiền nhỏ phân tán khác đáp ứng các yêu cầu của các quy phạm về sản xuất bê tông và vữa.
- 2.11. Nếu vì lý do kinh tế kỹ thuật và nếu cần giảm tải trọng lượng bản thân của các kết cấu thì cho phép sử dụng bê tông cốt liệu xộp có mács thiết kế được lấy theo các chỉ dẫn của tiêu chuẩn “Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép”.

Các đặc trưng tính toán và tiêu chuẩn của bê tông.

- 2.12. Trị số cường độ tiêu chuẩn và tính toán của bê tông tùy thuộc vào mács thiết kế của bê tông về độ bền chịu nén và chịu kéo dọc trục, phải được lấy theo bảng 5.

Bảng 5

Mức thiết kế của bê tông nặng	Loại cường độ của bê tông			
	Cường độ tiêu chuẩn, cường độ tính toán theo trạng thái giới hạn nhóm thứ II (KG/cm ²)		Cường độ tính toán theo trạng thái giới hạn nhóm thứ I (KG/cm ²)	
	Nén dọc trục (độ bền lãg trụ) R_{np}^H và $R_{np}II$	Kéo dọc trục R_p^H và R_pII	Nén dọc trục (độ bền lãg trụ) R_{np}	Kéo dọc trục R_p
Theo độ bền chịu nén				
M 75	45	5,8	35	3,8
M 100	60	7,2	45	4,8
M 150	85	9,5	70	6,3
M 200	115	11,5	90	7,5
M 250	145	13	110	8,8
M 300	170	15	135	10
M 350	200	16,5	155	11
M 400	225	18	175	12
M 450	255	19	195	12,8
M 500	280	20	215	13,5
M 600	340	22	245	14,5
Theo độ bền chịu kéo				
P 10	-	7,8	-	6
P 15	-	11,7	-	9
P 20	-	15,6	-	12
P 25	-	19,5	-	15
P 30	-	23,5	-	18
P 35	-	27,0	-	21
Chú thích: Mức bảo đảm của các giá trị cường độ tiêu chuẩn ghi trong bảng 5 được xác lập bằng 0,95 (với hệ số biến thiên cơ bản 0,135), trừ các công trình thủy công khối lớn: đập trọng lực, đập vòm, đập tường chống khối lớn v.v... mức bảo đảm của các cường độ tiêu chuẩn được xác lập là 0,9 (với hệ số biến thiên cơ bản là 0,17).				

- 2.13. Để tính toán các kết cấu theo trạng thái giới hạn nhóm thứ nhất, hệ số điều kiện làm việc m_1 của bê tông phải được lấy theo bảng 6.

Khi tính toán theo trạng thái giới hạn nhóm thứ hai, hệ số điều kiện làm việc của bê tông được lấy bằng 1, trừ trường hợp tính toán chịu tác dụng của tải trọng lặp lại nhiều lần.

Bảng 6

Những yếu tố quyết định việc chọn hệ số điều kiện làm việc của bê tông	Hệ số điều kiện làm việc của bê tông (m_b)	
	Ký hiệu	Trị số
1. Tổ hợp đặc biệt của các tải trọng đối với các kết cấu bê tông	m_{b1}	1,1
2. Tải trọng lặp lại nhiều lần	m_{b2}	xem bảng 27 (3)
3. Kết cấu bê tông cốt thép: bản và sườn với chiều dày bản, sườn:	m_{b3}	
- 60 cm và lớn hơn;		1,15
- Nhỏ hơn 60 cm		1,00
4. Kết cấu bê tông	m_{b4}	0,90
Chú thích: 1. Trong trường hợp có một số yếu tố đồng thời cùng tác dụng, trong tính toán sẽ dùng tích của các hệ số điều kiện làm việc tương ứng. 2. Trong các trường hợp cần thiết phải tính đến các hệ số điều kiện làm việc bổ sung theo các chỉ dẫn trong các tiêu chuẩn tương ứng (ví dụ tiêu chuẩn thiết kế dầm bê tông và bê tông cốt thép).		

- 2.14. Các cường độ tính toán của bê tông khi tính toán các kết cấu bê tông cốt thép theo độ bền mỗi R'_{np} và R'_p được tính theo các chỉ dẫn của điều 3.78.
- 2.15. Cường độ tiêu chuẩn của bê tông khi chịu nén từ mọi phía R_{mf}^H phải được xác định theo công thức:

$$R_{mf}^H = R_{np}^H + A(1 - \alpha_2)\sigma_1 \quad (7)$$

Trong đó: A- hệ số được lấy trên cơ sở kết quả nghiên cứu thực nghiệm.

Khi không có các cứ liệu thực nghiệm thì đối với bê tông có mác thiết kế M200, M250, M300 và M350, hệ số A phải được xác định theo công thức:

$$A = \frac{100}{\sqrt{R_{np}^H}}$$

σ_1 - Ứng suất chính có giá trị tuyệt đối nhỏ nhất KG/cm^2 ;

α_2 - Hệ số độ rỗng hữu hiệu được lấy theo các nghiên cứu thực nghiệm.

Các cường độ tính toán được xác định bằng cách nội suy theo bảng 5) tùy theo giá trị của R_{mf}^H

Chú thích: Khi có các số liệu thực nghiệm, cho phép chính xác hoá cường độ chịu nén tiêu chuẩn của bê tông cả ở các loại trạng thái ứng suất khác.

- 2.16. Trị số mô đun đàn hồi ban đầu của bê tông khi chịu nén và kéo E_b phải được lấy theo bảng 7.

Bảng 7

Điều kiện đông cứng của bê tông	Môđun đàn hồi ban đầu của bê tông nặng khi chịu nén và kéo $E_b \cdot 10^{-3} \text{ KG/cm}^2$; khi mác thiết kế theo độ bền chịu nén bằng									
	M 100	M 150	M 200	M 250	M 300	M 350	M 400	M 450	M 500	M 600
-Đông cứng tự nhiên	170	210	240	265	290	310	330	345	360	380
-Khi có xử lý nhiệt trong điều kiện áp suất khí quyển	155	190	215	240	260	280	300	310	325	340
- Khi xử lý trong lò hấp	125	160	180	200	220	230	250	260	270	285

Chú thích:

1) Các trị số mô đun đàn hồi ban đầu của bê tông E_b ở bảng này được xác lập với bê tông nặng dùng cốt liệu đặc có mô đun đàn hồi $E_c = 600 \cdot 10^3 \text{ KG/cm}^2$ và độ lớn của cốt liệu bằng 80mm.

2) Đối với công trình cấp I, trị số mô đun đàn hồi ban đầu của bê tông phải được chính xác hoá bằng nghiên cứu thực nghiệm.

Tùy thuộc vào trị số thực tế của môđun đàn hồi của cốt liệu lớn E_c nên nhân trị số môđun đàn hồi ban đầu của bê tông E_b với hệ số điều chỉnh ở bảng 8.

Bảng 8

$E_c \cdot 10^{-3} \text{ KG/cm}^2$ của cốt liệu làm bê tông	800	700	600	500	400	300	200
Hệ số điều chỉnh	1,15	1,08	1,00	0,91	0,79	0,66	0,49

Tùy theo độ lớn thực tế của cốt liệu bê tông, nên nhân trị số E_b với hệ số điều chỉnh ở bảng 9.

Bảng 9

Độ lớn của cốt liệu bê tông (mm)	120	80	40	20
Hệ số điều chỉnh	1,02	1,0	0,95	0,89

Khi xác lập mác bê tông theo độ bền chịu nén và môđun đàn hồi ban đầu E_b ở tuổi 90 ngày thì trị số môđun đàn hồi ở những tuổi ít hơn phải được xác định bằng cách nhân trị số E_b ở bảng 7 với các hệ số qui đổi ở bảng 10; cũng cho phép sử dụng các chỉ dẫn ở điều 5.21.

Bảng 10

Loại xi măng dùng trong bê tông	Tuổi bê tông (ngày)				
	3	7	14	28	90
Xi măng Pooc-lăng	0,64	0,74	0,81	0,89	1,00
Xi măng Puzolan và Poóc lăng xỉ	0,51	0,63	0,71	0,85	1,00

Hệ số biến dạng ngang ban đầu của bê tông μ được lấy bằng 0,15 và môđun trượt của bê tông $G=0,4 E_b$.

Trọng lượng thể tích của bê tông nặng, khi không có cứ liệu thí nghiệm, được phép lấy bằng từ 2,3 đến 2,5 T/m^3 .

Những ví dụ tính toán xác định cường độ tiêu chuẩn và tính toán của bê tông có tính đến sự nén bê tông từ các phía.

Ví dụ 1: Cho đập vòm trọng lực của nhà máy thủy điện XiaianSusenxx, công trình cấp I: $K_H = 1,25$ (điều 1.2) tổ hợp tải trọng cơ bản $n_c = 1$ (điều 1.2), ứng suất nén chính tại điểm tính toán ở mặt thượng lưu $\sigma_1 = 73 \text{ KG/cm}^2$, $\sigma_2 = 25,2 \text{ KG/cm}^2$, ứng suất hướng tâm $\sigma_1 = 6 \text{ KG/cm}^2$. Vùng đập, nơi có điểm đang xét được thi công bằng bê tông M250: $R_{np}'' = 145 \text{ KG/cm}^2$, $R_{np} = 110 \text{ KG/cm}^2$, $m_b = 0,9$ (bảng 6).

Trên cơ sở nghiên cứu thực nghiệm đối với vùng chịu áp lực của đập Xai-an đề nghị lấy $\alpha_2 = 0,15$.

Yêu cầu xác định cường độ tiêu chuẩn và tính toán của bê tông có tính đến sự nén bê tông từ các phía ở điểm tính toán. Kiểm tra độ bền của bê tông trong vùng tính toán đập.

Cách giải:

Xác định trị số của hệ số A theo công thức:

$$A = \frac{100}{\sqrt{R_{np}''}} = \frac{100}{\sqrt{145}} = 8,3$$

Theo công thức 7 ta xác định R_{mf}'' :

$$R_{mf}'' = R_{np}'' + A(1 - \alpha_2)\sigma_1$$

$$R_{mf}'' = 145 + 8,3(1 - 0,15).6 = 187 \text{ KG/cm}^2.$$

Theo bảng 5 với $R_{mf}'' = 187 \text{ KG/cm}^2$, bằng cách nội suy ta tìm được cường độ tính toán $R_{mf} = 147 \text{ KG/cm}^2$

Tiến hành đánh giá độ bền của bê tông theo công thức:

$$K_H \cdot n_c \cdot \sigma_{\max} \leq m_b \cdot R_{mf}$$

$$K_H \cdot n_c \cdot \sigma_{\max} = 1,25 \cdot 1 \cdot 73 = 91,2 \text{ KG/cm}^2$$

$$m_b \cdot R_{mf} = 0,9 \times 147 = 132 \text{ KG/cm}^2$$

Như vậy bê tông mác M250 trong vùng tính toán của đập vòm trọng lực đã cho có độ an toàn khá lớn.

Ta hãy kiểm tra độ bền khi mác bê tông hạ xuống M150,

$$R_{np}'' = 85 \text{ KG/cm}^2$$

$$A = \frac{100}{\sqrt{85}} = 10,85$$

$$R_{mf}'' = 85 + 10,85(1 - 0,15).6 = 140 \text{ KG/cm}^2$$

$$R_{mf} = 107 \text{ KG/cm}^2$$

$$K_H \cdot n_c \cdot \sigma_{\max} = 1,25 \cdot 1 \cdot 73 = 91,2 \text{ KG/cm}^2$$

$$91,2 < 96,3 \cdot \text{KG/cm}^2$$

Do đó bê tông mác M150 thỏa mãn điều kiện về độ bền vùng đang xét.

Cần nêu lên rằng trong kết luận mà chúng ta đã rút ra được đã không tính đến các yêu cầu phụ thêm đối với độ bền của đập vòm và đập vòm trọng lực nêu trong tiêu chuẩn thiết kế đập bê

tông và bê tông cốt thép. Theo chỉ dẫn của tiêu chuẩn này phải đưa m_{bt} , $m_{ap1} = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81$ vào tiêu chuẩn độ bền chịu nén của bê tông đập vòm (thay cho $m_b = m_{bt} = 0,9$).

Ví dụ 2: Yêu cầu lựa chọn mác bê tông để tính toán một vùng của đập vòm trọng lực trong các điều kiện ở ví dụ 1, có xét tới các yêu cầu của tiêu chuẩn thiết kế đập bê tông và bê tông cốt thép và của các điều 2.2 trong quy trình này.

Ta lấy độ bền dưới dạng:

$$K_H \cdot n_c \cdot \sigma_{\max} \leq m_{n\lambda} \cdot m_{ap1} \cdot R_{mf}$$

Từ đó, đối với trạng thái giới hạn:

$$R_{mf} = \frac{K_H \cdot n_c \cdot \sigma_{\max}}{m_{n\lambda} \cdot m_{ap1}} = \frac{1,25 \times 1,73}{0,9 \times 0,9} = 113 \text{ KG/cm}^2$$

Theo bảng 5 bằng cách nội suy ta tìm được:

$$R_{mf}^H = 145 + \frac{(113 - 110)(170 - 145)}{135 - 110} = 148 \text{ KG/cm}^2$$

Theo phương pháp thử dần, bước đầu ta chọn:

$A = A_1 = 10$ Ta có:

$$R_{np}^H = R_{mf}^H - A(1 - \alpha_2)\sigma_1 = 148 - 10(1 - 0,15) \times 6 = 97 \text{ KG/cm}^2$$

Theo bảng 5 trị số này tương ứng với bê tông mác M170

Ta tính lại đối với bê tông M170.

$$A = \frac{100}{\sqrt{R_{np}^H}} = 10,15 \approx 10$$

$$R_{mf}^H = R_{np}^H + (1 - \alpha_2)\sigma_1 = 97 + 10,15(1 - 0,15) \cdot 6 = 149 \text{ KG/cm}^2$$

$$R_{mf} = 114 \text{ KG/cm}^2$$

$$K_H \cdot n_c \cdot \sigma_{\max} = 1,25 \cdot 1 \cdot 73 = 91,2 \text{ KG/cm}^2$$

$$m_{n\lambda} \cdot m_{ap1} \cdot R_{mf} = 0,9 \cdot 0,9 \cdot 114 = 92,3 \text{ KG/cm}^2$$

Bê tông M170 thỏa mãn điều kiện bài toán.

CỐT THÉP

- 2.17. Để đặt cốt thép của các kết cấu bê tông không có ứng suất trước của công trình thủy công, được dùng các loại và nhóm cốt thép sau:

a) Cốt thép tròn trơn cán nóng nhóm A-I, thép có gờ nhóm A-II, A-III.

b) thép sợi loại kéo nguội thông thường loại trơn, nhóm B-I loại có gờ nhóm A-III.

Thép cán nóng nhóm A-II và A-I chủ yếu được dùng làm cốt thép ngang, cốt thép cấu tạo và cốt thép lấp đặt, và chỉ dùng làm cốt thép dọc chịu lực trong các trường hợp khi không cho phép dùng cốt thép nhóm A-III, hoặc dùng cốt thép A-III không phù hợp về mặt cấu tạo.

- 2.18. Các vòng để lấp đặt (nâng, hạ) các bộ phận của các kết cấu bê tông và bê tông cốt thép, phải được làm bằng loại cốt thép cán nóng nhóm A-II mác 10 ГТ và nhóm A-I mác BCT₃ ЦП₂ và BCT₃ ПС₂.

CÁC ĐẶC TRƯNG TIÊU CHUẨN, TÍNH TOÁN CỦA CỐT THÉP

2.19. Cường độ tiêu chuẩn của cốt thép được lấy theo trị số kiểm tra nhỏ nhất:

- Đối với cốt thép thanh, đó là giới hạn chảy vật lý hoặc qui ước (bằng trị số ứng suất ứng với độ dãn dài tương đối dư bằng 0,2%);
- Đối với cốt thép sợi đó là cường độ tạm thời khi đứt.

Các đặc trưng kiểm tra nêu trên của cốt thép được lấy theo các tiêu chuẩn nhà nước hoặc các qui định kỹ thuật về cốt và phải được bảo đảm với xác suất không nhỏ hơn 0,95.

Cường độ tính toán của cốt thép chịu kéo R_a đối với trạng thái giới hạn nhóm thứ nhất và trạng thái giới hạn nhóm thứ hai được xác định theo công thức:

$$R_a = \frac{R_a^H}{K_a}$$

Trong đó:

K_a - hệ số an toàn của cốt thép được lấy theo bảng 11

Bảng 11

Loại và nhóm cốt thép	Hệ số an toàn K_a của cốt thép khi tính kết cấu theo	
	Trạng thái giới hạn nhóm thứ nhất	Trạng thái giới hạn nhóm thứ hai
Cốt thép thanh, nhóm A-I	1,15	1
A-II	1,1	1
A-III đường kính 6 ÷ 8 mm	1,15	1
đường kính 10 ÷ 40 mm	1,1	1
Cốt thép sợi		
Nhóm B _p - I	1,55	1
Nhóm B - I	1,75	1

2.20. Trị số cường độ tiêu chuẩn và tính toán của các loại cốt thép chính được dùng trong các kết cấu bê tông cốt thép của công trình thủy công, tùy thuộc vào nhóm cốt thép, phải được lấy theo bảng 12.

Bảng 12

Loại và nhóm cốt thép	Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn R_a^H và cường độ chịu kéo tính toán theo trạng thái giới hạn nhóm thứ hai R_{all} (KG/cm ²)	Cường độ tính toán của cốt thép theo trạng thái giới hạn nhóm thứ nhất (KG/cm ²)		
		Chịu kéo		Chịu nén
		Cốt dọc, cốt ngang (cốt đai, cốt xiên) khi tính toán mặt cắt nghiêng theo tác dụng của mômen uốn, R_a	Cốt ngang (cốt đai, cốt xiên) khi tính toán mặt cắt nghiêng theo tác dụng của lực ngang (lực cắt) R_{ax}	R_{ac}
Cốt thép thanh nhóm				
A-I	2400	2100	1700	2100
A-II	3000	2700	2150	2700
A-III (6 ÷ 8 mm)	4000	3400	2700	3400
A-III (10 ÷ 40 mm)	4000	3600	2900	3600
Cốt thép sợi nhóm				
B _I - đường kính 3 ÷ 5 mm	5500	3150	2200	3150
B _p - 1 đường kính 3 ÷ 4 mm	5500	3500	(1900)	3500
			2600	
B _p - 1 đường kính 5 mm	5250	3400	(2800)	3400
			2500	
			(2700)	
Chú thích:				
1. Trị số R_{ax} trong dấu ngoặc được dùng cho trường hợp dùng cốt thép sợi nhóm B _I và B _{p,1} trong các khung buộc.				
2. Khi không có lực dính kết giữa bê tông và cốt thép, trị số R_{ac} được lấy bằng không.				
Trong các khung hàn mà cốt đai bằng cốt thép nhóm A-III có đường kính nhỏ hơn 1/3 đường kính của cốt thép dọc, thì trị số R_{ax} được lấy bằng 2400 KG/cm ² khi đường kính cốt đai 6 ÷ 8 mm, và bằng 2500 KG/cm ² khi đường kính cốt đai 10 ÷ 40 mm.				

2.21. Các cường độ tính toán của cốt thép, đối với trạng thái giới hạn nhóm thứ nhất, được tăng lên hoặc giảm xuống bằng cách nhân với các hệ số điều kiện làm việc tương ứng m_a ở bảng 13.

Hệ số điều kiện làm việc của cốt thép khi tính toán theo trạng thái giới hạn nhóm thứ II được lấy bằng 1.

Bảng 13

Những yếu tố qui định việc sử dụng hệ số điều kiện làm việc của cốt thép	Hệ số điều kiện làm việc của cốt thép m_a	
	Ký hiệu	Trị số m_a
Tải trọng lặp lại nhiều lần	m_{a1}	Xem công thức , 160 (4) và bảng 28, 29, 30
Những bộ phận bê tông cốt thép có số lượng cốt chịu lực trong mặt cắt ngang		
<10	m_{a2}	1,10
≥ 10	m_{a2}	1,15
Các kết cấu thép bê tông cốt thép (lộ thiên và chôn dưới đất)	m_{a3}	0,8
Chú thích: Khi có vài yếu tố cùng tác động đồng thời, thì trong tính toán dùng tích của các hệ số điều kiện làm việc tương ứng.		

2.22. Cường độ chịu kéo tính toán R_s của các thanh cốt thép khi tính toán các kết cấu bê tông cốt thép theo độ bền mỗi được xác định theo các điều 3.79 và 3.81 của qui trình này.

2.23. Trị số mô đun đàn hồi của cốt thép không ứng suất trước được lấy theo bảng 14

Bảng 14

Loại và nhóm cốt thép	Môduyn đàn hồi E_s của cốt thép KG/cm ²
Cốt thép thanh nhóm	
A-I, A-II	2.100.000
A-III	2.000.000
Cốt thép sợi nhóm	
B-Л	2.000.000
B _p - 1	1.700.000

3. TÍNH TOÁN CÁC BỘ PHẬN KẾT CẤU BÊ TÔNG VÀ BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN NHÓM THỨ NHẤT

TÍNH TOÁN CÁC BỘ PHẬN BÊ TÔNG THEO ĐỘ BỀN

3.1. Phải thực hiện tính toán các bộ phận của các kết cấu bê tông theo độ bền đối với các mặt cắt thẳng góc với trục dọc của chúng, còn đối với các bộ phận được tính theo điều 1.7 của quy trình này đối với các mặt tác dụng của các ứng suất chính.

Tuỳ theo điều kiện làm việc của các bộ phận, chúng được tính toán có xét hoặc không xét tới cường độ của bê tông vùng chịu kéo của mặt cắt.

Các bộ phận chịu nén lệch tâm mà theo điều kiện khai thác cho phép hình thành các khe nứt thì được tính toán không xét đến cường độ của bê tông vùng chịu kéo của mặt cắt.

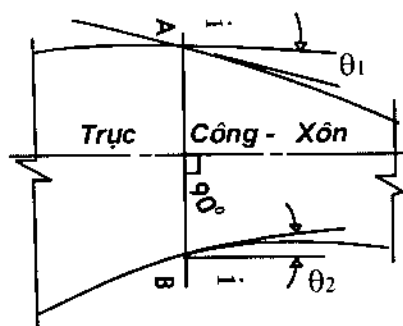
Tất cả các bộ phận chịu uốn cũng như chịu nén lệch tâm mà theo điều kiện khai thác không cho phép hình thành các khe nứt thì không được tính đến cường độ bê tông vùng chịu kéo của mặt cắt. Khi có thể hình thành các khe nứt nghiêng thì cần phải tính toán bộ phận bê tông theo điều kiện:

$$K_H \cdot n_c \cdot \sigma_{rp} \leq m_1 \cdot R_p$$

Trong đó: σ_{rp} - các ứng suất kéo chính trong bê tông tác dụng theo mặt nghiêng và được xác định như đối với vật liệu đàn hồi.

Chú thích:

- 1) Khi tính toán bằng các phương pháp cơ học kết cấu các kết cấu thanh và cả các kết cấu cơ bản được phân ra thành hệ thống các phần tử cắt nhau, trục dọc của phần tử được lấy là đường cách đều các mặt của nó. Trong tính toán thực tiễn, để cho thuận tiện, cho phép lấy trục dọc của bộ phận theo hướng nằm ngang hoặc hướng thẳng đứng. Ví dụ đối với bộ phận công xon của đập vòm, trục dọc lấy theo hướng thẳng đứng. Chiều cao của mặt cắt thẳng góc với trục được đo theo hướng nằm ngang, cả hai cạnh mép của công xon này đều không song song với trục dọc (xem hình 1)



Hình 1: Sơ đồ công xon của đập vòm, i - i - mặt cắt tính toán

- 2) Các ứng suất kéo chính tác dụng trên các mặt nghiêng phải được xác định ở mức trục trung hoà, ở mức trọng tâm của mặt cắt, cũng như ở những vị trí, chiều rộng B của mặt cắt thay đổi đột ngột (ví dụ: đối với các mặt cắt chữ T, chữ I, mặt cắt dạng hộp, v.v...).

- 3.2. Cho phép sử dụng các kết cấu bê tông mà độ bền được xác định bởi độ bền của bê tông vùng chịu kéo của mặt cắt, trong những trường hợp nếu sự hình thành các khe nứt trong kết cấu không dẫn đến sự phá hoại, không dẫn đến các biến dạng không cho phép hoặc không phá hoại tính không thấm nước của kết cấu. Đồng thời, nhất thiết phải kiểm tra độ bền nứt của các bộ phận kết cấu có tính đến tác động của nhiệt độ và độ ẩm theo mục 5 của qui trình này.

Một trong những đặc điểm quan trọng nhất của các kết cấu bê tông của công trình thủy công là các kích thước đặc biệt to lớn của chúng. Chỉ cần ví dụ như chiều cao tính toán của các mặt cắt của các “vòm” hoặc của các “công xon” của các đập bê tông vòm trọng lực cũng đạt tới vài chục mét, thậm chí hơn 100m, còn khối lượng bê tông của công trình này có thể đạt tới hàng triệu m^3 .

Việc đặt cốt thép theo tính toán cho các bộ phận của các công trình đó thực khó khăn và không thể làm được, và chúng được tính toán như các công trình bê tông (chịu uốn hoặc chịu nén lệch tâm có tính đến độ bền của bê tông vùng chịu kéo của mặt cắt). Các tính toán này được đề cập tới trong các quy định kỹ thuật (tiêu chuẩn, quy phạm, ...) riêng về thiết kế các đập bê tông và bê tông cốt thép.

Các tính toán nêu trên (đặc biệt là tính toán các bộ phận chịu uốn) có tính chất quy ước: thường chúng được bổ sung bằng các tính toán kết cấu có tính đến sự hình thành các khe nứt, theo cái gọi là sơ đồ “thứ cấp”. Ngoài ra, để luận chứng cho độ tin cậy của kết cấu, cần tiến hành nghiên cứu trên mô hình để bổ sung và chính xác hoá các kết quả tính toán.

Điều đặc biệt quan trọng là trong các bộ phận bê tông của kết cấu công trình thủy công chịu áp lực nước, cho phép có các khe nứt, đó là điều khác nhau giữa các yêu cầu của tiêu chuẩn thiết kế

bê tông và bê tông cốt thép thủy công với tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép. Chỉ cho phép sử dụng các kết cấu bê tông chịu uốn có dạng đơn giản nhất (dầm trên 2 gối tựa, công xon, v.v...) khi thỏa mãn các điều kiện nêu trong tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép hoặc trong trường hợp bằng tính toán có xét đến các tác động nhiệt - ẩm theo tiêu chuẩn thiết kế và bê tông cốt thép thủy công chứng minh được độ bền nứt của các kết cấu đó.

3.3. Những bộ phận chịu uốn

Phải tính toán các bộ phận bê tông chịu uốn theo công thức:

$$K_H \cdot N_c \cdot M \leq m_h \cdot m_b \cdot R_p \cdot W_T \quad 11 (5)$$

Trong đó: m_h – hệ số được xác định theo bảng 15, tùy thuộc vào chiều cao của mặt cắt, trong bảng này h tính bằng cm.

Bảng 15

Chiều cao mặt cắt (h)	100 cm và nhỏ hơn	Lớn hơn 100 cm
Hệ số m_h	1	$0,9 + \frac{10}{h}$

W_T – mômen kháng, đối với mép bị kéo của mặt cắt, được xác định có tính đến các tính chất không đàn hồi của bê tông, theo công thức:

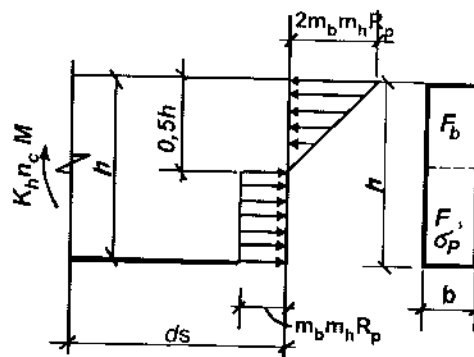
$$W_T = v W_p \quad 12 (6)$$

Trong đó v - Hệ số tính đến ảnh hưởng của các biến dạng dẻo của bê tông, tùy thuộc vào hình dạng và tỷ số giữa các kích thước của mặt cắt, và được lấy theo phụ lục 2 (1)

W_p – Mômen kháng đối với mép bị kéo của mặt cắt, được xác định như đối với vật liệu đàn hồi.

Đối với các mặt cắt có hình dạng phức tạp hơn, khác với các số liệu nêu ở phụ lục 2 phải xác định W_T theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép.

Trong hình 2 sơ đồ nội lực và biểu đồ ứng suất trong mặt cắt giới hạn thẳng góc với trục dọc của bộ phận bê tông chịu uốn, tương ứng với trạng thái giới hạn của bộ phận có mặt cắt hình chữ nhật.



Hình 2: Trạng thái giới hạn của bộ phận bê tông chịu uốn có mặt cắt hình chữ nhật

Ví dụ 3: Chứng minh là từ sơ đồ tính toán trong hình 2 có thể dẫn đến công thức 11 (5)
 Từ điều kiện cân bằng của phần tử có chiều dài ds ta có: (hình 2):

$$\begin{aligned} K_H \cdot N_c \cdot M &= \frac{b \cdot h^2}{2} \cdot m_h \cdot m_b \cdot R_p \left(\frac{1}{2} + \frac{2}{3} \right) \\ &= \frac{bh^2}{4} \cdot \frac{7}{6} \cdot m_h \cdot m_b \cdot R_p = 1,75 \frac{bh^2}{6} m_h \cdot m_b \cdot R_p \end{aligned}$$

Theo phụ lục 2(1) với mặt cắt hình chữ nhật $v = 1,75$ và $W_p = \frac{bh^2}{6}$. Theo các công thức 12 (6) và 11 (5) ta có:

$$W_T = v.W_p = 1,75 \frac{bh^2}{6}$$

$$\text{và } K_H . n_c . M = m_h . m_b . R_p . W_T = 1,75 . \frac{bh^2}{6} . m_h . m_b . R_p$$

Như vậy công thức 11 (5) đã được chứng minh.

Qua ví dụ vừa xét chúng ta thấy rằng sơ đồ cân bằng trạng thái giới hạn của bộ phận bê tông chịu nén có mặt cắt chữ nhật đã được trình bày trên hình 2. Trong sơ đồ này phải tải trọng ngoài (mômen uốn) được nhân với K_H và n_c , cường độ tính toán được nhân với m_h và m_b . Do đưa các số nhân nói trên (các hệ số tính toán) vào sơ đồ tính toán (hình 2) nên chúng ta đã quy ra được công thức 11(5).

Trên tất cả các hình vẽ của TC thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép thủy công đã không đưa các hệ số K_H , n_c và ngoại lực và m_b , m_h vào các cường độ tính toán. Do đó, chỉ có thể suy ra các công thức tính toán từ các sơ đồ tính toán trình bày trên các hình vẽ nếu như đưa các hệ số (K_H , n_c , m_b , m_h , ...) vào hoặc giả thiết là trong các công thức đó $K_H = n_c = m_b = m_h = 1$

CÁC BỘ PHẬN CHỊU NÉN LỆCH TÂM

- 3.4. Việc tính toán các bộ phận bê tông chịu nén lệch tâm không kể đến cường độ bê tông vùng chịu nén, cường độ này được đặc trưng một cách quy ước bằng các ứng suất – bằng R_{np} nhân với hệ số điều kiện làm việc của bê tông m_b .

Chú thích. Trong các trường hợp đã được dự tính đến trong các tiêu chuẩn thiết kế các loại công trình riêng biệt, cường độ bê tông chịu nén được lấy bằng $m_p R_{np}$ (ví dụ $m_b = m_{n\lambda}$, m_{ap1} ...).

- 3.5. Ảnh hưởng của độ uốn của các bộ phận bê tông chịu nén lệch tâm đến khả năng chịu lực của chúng được tính đến bằng cách nhân trị số lực giới hạn do mặt cắt chịu với hệ số φ lấy theo bảng 16.

Khi tính toán các bộ phận bê tông mảnh có $\frac{l_0}{b} > 10$ hay $\frac{l_0}{r} > 35$ phải xét đến ảnh hưởng của tác dụng dài hạn của tải trọng đến khả năng chịu lực của kết cấu theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép và dùng các hệ số tính toán lấy ở tiêu chuẩn thiết kế bê tông và bê tông cốt thép thủy công.

Bảng 16

Trị số $\frac{l_0}{b}$ đối với mặt cắt hình chữ nhật	Trị số $\frac{l_0}{r}$ đối với mặt cắt bất kỳ	Hệ số φ
<4	< 14	1,00
4	14	0,98
6	21	0,96
8	28	0,91
10	35	0,86
Ký hiệu dùng trong bảng 16: l_0 – chiều dài tính toán của bộ phận b – cạnh ngắn của hình chữ nhật; r – bán kính quán tính nhỏ nhất của mặt cắt		

Chiều dài tính toán của bộ phận " l_0 " được xác định bằng cách nhân chiều dài hình học " l " với hệ số ψ_x (hệ số ψ_x này phụ thuộc vào tính chất liên kết của các đầu nút của bộ phận).

Trị số ψ_x đối với các bộ phận thanh có mặt cắt không đổi và chịu lực nén thẳng góc không đổi được lấy như sau:

- Khi hai đầu ngàm hoàn toàn $\psi_x = 0,5$;
- Khi một đầu ngàm hoàn toàn và một đầu liên kết khớp cố định $\psi_x = 0,7$;
- Khi cả 2 đầu liên kết khớp cố định $\psi_x = 1$;

Đối với vòm hệ số ψ_x được xác định theo công thức sau:

- Đối với vòm không khớp, các chân vòm bị ngàm cứng:

$$\psi_r = \frac{1}{2,8 \sqrt{1 - \left(\frac{L}{2\pi\rho}\right)^2}} \quad (13)$$

- Đối với vòm hai khớp:

$$\psi_r = \frac{1}{2 \sqrt{1 - \frac{L}{2}}} \quad (14)$$

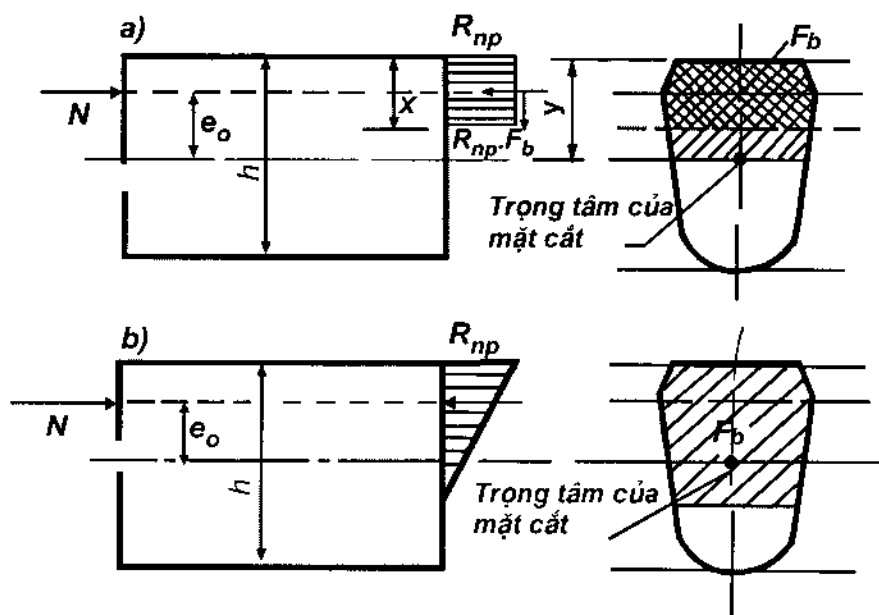
Trong đó: L - chiều dài vòm theo trục;

ρ - bán kính vòng cung qua tâm của các mặt cắt chân vòm và khoá vòm.

- 3.6. Các bộ phận bê tông chịu nén lệch tâm mà không chịu tác dụng của nước xâm thực và không chịu áp lực nước phải được tính toán không kể đến cường độ của bê tông vùng chịu kéo của mặt cắt với giả thiết là biểu đồ ứng suất nén có dạng hình chữ nhật (hình 3(1)) và theo công thức:

$$K_H \cdot n_c \cdot N \leq \varphi_{mb} \cdot R_{np} \cdot F_b \quad 15(7)$$

Trong đó: F_b - diện tích mặt cắt vùng chịu nén của bê tông được xác định từ điều kiện là trọng tâm của nó trùng với điểm đặt của tổng hợp lực của các ngoại lực.



Hình 3- Sơ đồ lực và biểu đồ ứng suất trong mặt cắt thẳng góc với trục dọc của bộ phận bê tông chịu nén lệch tâm, được tính toán không xét đến cường độ của bê tông vùng chịu kéo.

Chú thích: Trong những mặt cắt được tính theo công thức 15(7), trị số lệch tâm l_0 từ điểm đặt của lực tính toán đến trọng tâm của mặt cắt không được vượt quá 0,9 lần khoảng cách y từ trọng tâm mặt cắt đến mép có ứng suất lớn nhất.

a) Với giả thiết là biểu đồ ứng suất nén có dạng hình chữ nhật;

b) Với giả thiết là biểu đồ ứng suất nén có dạng hình tam giác.

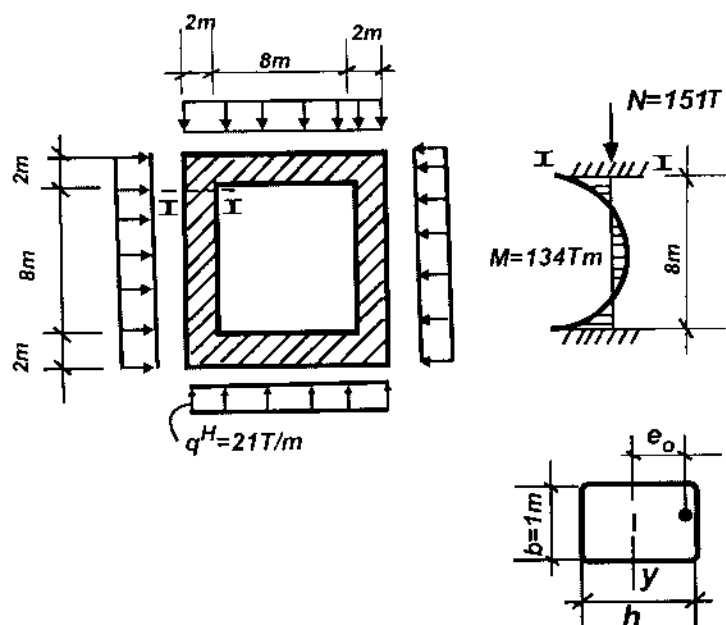
Mặt cắt hình chữ nhật được tính toán theo công thức:

$$K_{II} \cdot n_c \cdot N \leq 2b(0,5h - l_0) \varphi \cdot m_b \cdot R_{np} \quad (16)$$

Ví dụ 4:

Cho bộ phận kết cấu bê tông có kích thước mặt cắt (hình 4) $b=1\text{m}$, $h=2\text{m}$, công trình cấp III, bê tông M200, tải trọng phân bố $q=25,2\text{T/m}$ (áp lực bên của đất $q^H=21\text{T/m}$, hệ số vượt tải $n=1,2$ nên $q=np^H=1,2 \cdot 21=25,2\text{T/m}$). Tổ hợp tải trọng là tổ hợp cơ bản. Bộ phận không chịu tác dụng của nước xâm thực và cũng không chịu áp lực nước.

Chú thích: Trên (hình 4) vẽ một phần giống đúng mà chiều cao của nó (theo hướng vuông góc với mặt phẳng bản vẽ) $H \gg h$.



Hình 4

Chỉ có thể có uốn dọc của kết cấu trong mặt phẳng bản vẽ.

Yêu cầu: Kiểm tra độ bền của mặt cắt I-I.

Từ tính toán tĩnh học đối với bộ phận coi nó như khung có các nút cứng, ta tìm được ở mặt cắt I-I $M=134\text{Tm}$, $N=151\text{T}$ (mặt cắt chịu nén lệch tâm).

$$M \frac{ql^2}{12} = \frac{8^2}{12} q = 5,33q; \quad M = 5,33 \times 25,2 = 134\text{Tm}; \quad N = \frac{lq}{2}(l + 2h) = \frac{q}{2}(8 + 2 \times 2) = 6q;$$

$N = 6 \times 25,2 = 151\text{T}$. Từ đó tìm được độ lệch tâm l_0 của lực dọc N so với trọng tâm của mặt cắt I-I:

$$l_0 = \frac{M}{N} = \frac{134}{151} = 0,89\text{m} < 0,9y = 0,9 \frac{h}{2} = 0,9 \times \frac{2}{2} = 0,9\text{m}$$

Hai đầu của các thanh của khung bị ngàm chặt vào các nút cứng nên $\Psi_r = 0,5$, $l = 8\text{m}$.

$$l_0 = \Psi_r \cdot l = 0,5 \cdot 8 = 4\text{m}$$

$$\frac{l_0}{h} = \frac{4}{2} = 2 < 4$$

Từ điều 3-5 và bảng 16 của qui trình này ta được:

Hệ số $\varphi = 1$

Công trình cấp III nên $K_H = 1,15$ tổ hợp cơ bản của tải trọng $n_c = 1, m_b = m_{bd} = 0,9$ (theo bảng 6);
 $R_{np} = 90\text{KG/cm}^2 = 900\text{T/m}^2$

(Bảng 5)

Thay thế các trị số đã tìm được vào công thức 16 ta tìm được:

$$K_H \cdot n_c \cdot M = 1,15 \cdot 1 \cdot 151 = 174T < 2b(0,5h - e_0) \varphi m_b R_{np} = 2 \cdot 1(0,5 - 0,89) \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 900 = 178T$$

Như vậy là điều kiện độ bền được bảo đảm (thừa 2%).

- 3.7. Các bộ phận kết cấu bê tông chịu nén lệch tâm chịu tác dụng của nước xâm thực hoặc chịu áp lực nước phải được tính toán không kể tới cường độ của vùng chịu kéo của mặt cắt với giả thiết là biểu đồ ứng suất nén có dạng tam giác hình 3(1), b đồng thời ứng suất nén mép biên σ phải thỏa mãn điều kiện:

$$\sigma \leq \frac{\varphi \cdot m_b \cdot R_{np}}{K_H \cdot n_c} \quad 17(8)$$

Mặt cắt hình chữ nhật được tính theo công thức:

$$K_H \cdot n_c \cdot \frac{2N}{3b(0,5h - e_0)} \leq \varphi \cdot m_b \cdot R_{np} \quad 18(9)$$

Ví dụ 5:

Như ví dụ 4, nhưng bộ phận kết cấu bê tông chịu tác dụng của nước xâm thực (hình 4).

Yêu cầu: Xác định trị số cho phép giới hạn của áp lực bên của đất q theo điều kiện độ bền của mặt cắt I-I.

Tính toán:

$$M = \frac{ql^2}{12} = \frac{8^2}{12} q = 5,33q$$

$$N = \frac{q(1+2h)}{2} = \frac{q(8+2 \times 2)}{2} = 6q$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{5,33q}{6,9} = 0,89\text{m}$$

Theo công thức 18(9) đối với trạng thái giới hạn ta sẽ tìm được:

$$N = \frac{36 \cdot (0,5h - e_0) \cdot \varphi \cdot m_b \cdot R_{np}}{2 \cdot K_H \cdot n_c}$$

$$= \frac{3 \times 1(0,5 \times 2 - 0,89) \times 1 \times 0,9 \times 900}{2 \times 1,15 \times 1} = 116T = 6q$$

Vậy trị số cho phép giới hạn của q bằng:

$$q = \frac{N}{6} = \frac{116}{6} = 19,3T/m$$

Ví dụ 6:

Cho bộ phận kết cấu nêu trong ví dụ 4, chịu áp lực nước q còn các điều kiện khác cũng như trong ví dụ 4.

Yêu cầu: Xác định trị số cho phép giới hạn của q. Việc tính toán được tiến hành theo công thức 18 (9), đồng thời đưa biểu đồ áp lực thủy tĩnh toàn phần vào vùng chịu kéo của mặt cắt I-I.

Giả thiết rằng bộ phận kết cấu này là bền nứt.

Xác định chiều cao vùng chịu nén của mặt cắt xuất phát từ giả thiết các mặt cắt phẳng.

$$b = 1, h = 2m$$

$$F = bh = 1 \times 2 = 2m^2$$

$$W_c = W_p = \frac{bh^2}{6} = \frac{1 \cdot 2^2}{6} = 0,667m^3$$

W_c , W_p - Mômen kháng đối với mép chịu nén và mép chịu kéo của mặt cắt.

Trị số ứng suất chính tại mép mặt cắt bằng:

$$\sigma_{rc} = \frac{M}{W_c} + \frac{N}{F} = \frac{5,33q}{0,667} + \frac{6q}{2} = 11q$$

$$\sigma_{rp} = \frac{M}{W_p} = \frac{N}{F} = 5q$$

Chiều cao vùng chịu kéo của mặt cắt:

$$h - x = \frac{h \cdot \sigma_{rp}}{\sigma_{rp} + \sigma_{rc}} = \frac{2 \cdot 5q}{5q + 11q} = 0,625m$$

Các nội lực trong mặt cắt có xét đến áp lực ngược của nước bằng:

$$N' = 6q - 0,625q = 5,37q$$

$$M' = 5,33q + 0,625q \times 0,69 = 5,76q$$

$$e_0 = \frac{M'}{N'} = \frac{5,76q}{5,37q} = 1,07m > \frac{h}{2} = 1m$$

Vì vị trí hợp lực nén N' đặt ngoài mặt cắt, nên bài toán không thể giải được, nghĩa là độ bền của mặt cắt I-I trên (h.4) mà không tính đến cường độ của vùng chịu kéo của mặt cắt thì sẽ không được bảo đảm với bất kỳ trị số áp lực nước q nào.

- 3.8. Các bộ phận của các kết cấu bê tông chịu nén lệch tâm khi có tính đến cường độ vùng chịu kéo của mặt cắt phải được tính toán từ điều kiện hạn chế trị số các ứng suất kéo và nén ở mép biên theo công thức:

$$K_H \cdot n_c \left(\frac{M}{W_p} - \frac{N}{F} \right) \leq \varphi \cdot v \cdot m_h \cdot m_b \cdot R_p ; \quad 19(10)$$

$$K_H \cdot n_c \left(0,8 \frac{M}{W_c} + \frac{N}{F} \right) \leq \varphi \cdot m_b \cdot R_{np} ; \quad 20(11)$$

Trong đó:

W_p và W_c lần lượt là mômen kháng đối với mép chịu kéo và mép chịu nén của mặt cắt.

Cũng cho phép tính toán các kết cấu bê tông chịu nén lệch tâm có biểu đồ ứng suất một dấu theo công thức 20(11).

Các công thức 11(5), 15(7), 16, 17(8) và 20(11) được thiết lập cho các bộ phận có chiều cao mặt cắt không đổi (nghĩa là các thanh lăng trụ), có thể dùng những công thức trên trong trường hợp khi góc giữa các cạnh của bộ phận kết cấu $\theta < \arctg 0,2 \approx 11^\circ$. Trong trường hợp này nếu trục dọc của bộ phận song song với một trong các cạnh thì ứng suất chính mép biên “hụt đi” với sai số $\delta \leq 5\%$, điều này cho phép trong các tính toán tĩnh lực. Số nhân “0,8”, cạnh số hạng $\frac{M}{W_c}$ trong công thức 20(11) tính đến một cách gần đúng tính chất phi tuyến của biểu đồ các ứng suất trong vùng chịu nén của bộ phận bê tông dưới tác dụng của mômen M.

Trong thực tế tính toán các bộ phận của kết cấu bê tông có thể gặp trường hợp khi trong sơ đồ tính toán trục của bộ phận không song song với một hoặc với cả hai cạnh biên (hình 1) và khi không thể bỏ qua các góc θ_1 và θ_2 .

Khi không xét đến áp lực ngược của nước tại mặt cắt i – i (hình 1) thì cần phải thay công thức 19(10) và 20(11) bằng các công thức sau:

$$K_H \cdot n_c \left[\left(\frac{M}{W_p} - \frac{N}{F} \right) \sec^2 \theta_1 + \gamma_{\text{nước}} H \cdot \text{tg}^2 \theta_1 \right] \leq \varphi \cdot v \cdot m_h \cdot m_b \cdot R_p ; \quad (21)$$

$$K_H \cdot n_c \left[\left(0,8 \frac{M}{W_p} + \frac{N}{F} \right) \sec^2 \theta_2 - \gamma_{\text{nước}} h \cdot \text{tg}^2 \theta_2 \right] \leq \varphi \cdot m_b \cdot R_{np} \quad (22)$$

Trong đó:

$\gamma_{\text{nước}}$ – trọng lượng thể tích của nước;

v – xem công thức 12(6)

H và h – chiều sâu ngập của điểm A ở thượng lưu và B ở hạ lưu (hình 1) dưới mực nước thượng lưu và hạ lưu.

Ví dụ 7:

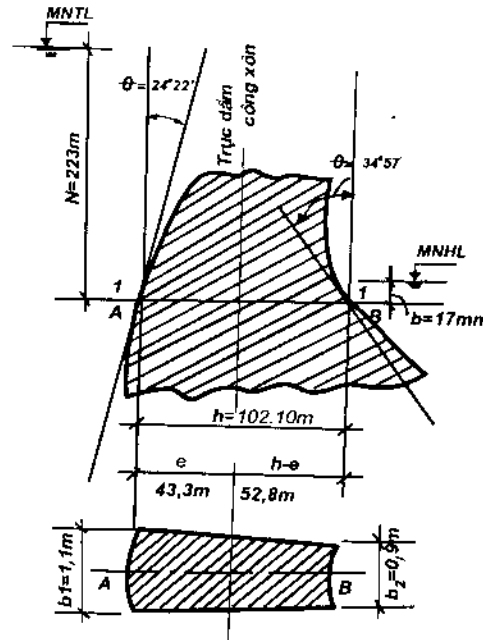
Cho một bộ phận bê tông chịu nén lệch tâm tính toán (công xon “khóa” của đập vòm trọng lực).

Ở mặt cắt 1 – 1 các kích thước hình học như sau:

$b_1 = 1,1\text{m}$, $b_2 = 0,9\text{m}$, $h = 102,1\text{m}$, $F = 102,1\text{ m}^2$, $J = 88500\text{ m}^4$ (hình 5)

Góc nghiêng của các mặt đập thượng và hạ lưu so với mặt thẳng đứng là $\theta_1 = -14^\circ 22'$, $\theta_2 = 34^\circ 57'$

Chiều sâu ngập dưới mực nước thượng và hạ lưu của điểm A và B tương ứng là $H = 232\text{m}$ và $h = 17\text{m}$, trọng lượng thể tích của nước $\gamma_{\text{nước}} = 1\text{T/m}^3$.



Hình 5 - kèm ví dụ 7

Không tính đến áp lực ngược của nước trong mặt cắt 1 - 1 (mặt thượng lưu là mặt cách nước, mặt hạ lưu bị nén ép có nghĩa là mặt cắt 1 - 1 coi như "khô"), vị trí trọng tâm của mặt cắt 1 - 1 như ghi trong hình 5.

Công trình cấp I; bê tông M300. Tổ hợp tải trọng là tổ hợp cơ bản.

Nội lực tại mặt cắt: $M = 692000 \text{ T.m}$

$N = 29.600 \text{ T}$

Yêu cầu: kiểm tra độ bền của mặt cắt 1 - 1.

Theo điều 1 - 2 của chỉ dẫn này ta có:

$K_H = 1,25$; $n_c = 1$

Theo các số liệu hình học, ta có:

$$W_p = \frac{J}{e} = \frac{88500}{49,3} = 1795\text{m}^3$$

$$W_c = \frac{J}{h - e} = \frac{88500}{102,1 - 49,3} = 1675\text{m}^3$$

Trong các công thức trên e là khoảng cách từ trọng tâm mặt cắt 1 - 1 đến mép chịu kéo.

$$\text{tg}\theta_1 = -\text{tg}14^\circ 22' = -0,2566 ; \text{tg}^2\theta_1 = 0,0658$$

$$\sec^2\theta_1 = 1 + \text{tg}^2\theta_1 = 1,066.$$

$$\text{tg}\theta_2 = \text{tg}34^\circ 57' = 0,7 ; \text{tg}^2\theta_2 = 0,49$$

$$\sec^2\theta_2 = 1 + \text{tg}^2\theta_2 = 1,49;$$

Theo phụ lục 2(1)

$$v \approx 1,75$$

Theo bảng 15 ta có:

$$m_h = 0,9 + \frac{10}{h} = 0,9 + \frac{10}{102,1,100} \approx 0,9$$

Theo bảng 6 ta có $m_b = m_{b4} = 0,9$.

Trị số φ cần tìm được xem xét riêng. Ví dụ này đang tính bộ phận của đập vòm trọng lực khối lớn nên lấy $\varphi = 1$, phù hợp với các cứ liệu thiết kế.

Theo bảng 5, đối với bê tông mác M300 ta có:

$$R_{np} = 135 \text{ KG/cm}^2 \text{ hoặc } 1350 \text{ T/m}^2;$$

$$R_p = 10 \text{ KG/cm}^2 = 100 \text{ T/m}^2.$$

Kiểm tra độ bền vùng chịu kéo của mặt cắt 1 - 1 (hình 5)

Theo công thức 21 ta có:

$$K_H \cdot n_c \cdot \left[\left(\frac{M}{W_p} - \frac{N}{F} \right) \sec^2 \theta_1 + \gamma_{nước} H \operatorname{tg}^2 \theta_1 \right] = 1,25 \left[\left(\frac{692000}{1795} - \frac{29600}{102,1} \right) 1,066 + 232,0,0658 \right] = 146 \text{ T/m}^2$$

$$\text{và } \varphi \cdot v \cdot m_n \cdot m_b \cdot R_p = 1,75 \times 0,9 \times 100 = 142 \text{ T/m}^2;$$

$$146 \text{ T/m}^2 > 142 \text{ T/m}^2$$

Tiêu chuẩn về độ bền theo công thức 21 không được bảo đảm (độ bền còn thiếu 3%).

Kiểm tra độ bền vùng chịu nén của mặt cắt 1 - 1 theo công thức (22)

$$K_H \cdot n_c \cdot \left[\left(0,8 \frac{M}{W_c} + \frac{N}{F} \right) \sec^2 \theta_2 - \gamma_{nước} h \operatorname{tg}^2 \theta_2 \right] = 1,25 \left[\left(0,8 \frac{692.000}{1675} + \frac{29600}{102,1} \right) 1,49 - 0,49 \times 17 \right] = 1144 \text{ T/m}^2$$

$$\varphi \cdot m_b \cdot R_{np} = 0,9 \times 1350 = 1215 \text{ T/m}^2.$$

Điều kiện về độ bền vùng chịu nén theo công thức 22 được bảo đảm (thừa 6%).

Ví dụ 8:

Cho mặt cắt 1 - 1 của công xon “khoá” của đập vòm trọng lực như trên hình vẽ 5. Kiểm tra độ bền của mặt cắt có tính đến các chỉ dẫn của Tiêu chuẩn thiết kế đập bê tông và bê tông cốt thép.

Giữ nguyên vế trái của các công thức 21 và 22; vế phải của công thức 21 ta thay thế $\varphi \cdot v \cdot m_b \cdot m_n = 1,75 \times 0,9 \times 0,9 = 1,42$ bằng $m_{n\lambda} \cdot m_{apl} = 0,9 \times 2,4 = 2,16$.

Trong đó $m_{apl} = 24$ là hệ số để tính độ bền chung chịu nén của đập vòm và đập vòm trọng lực.

$$\text{Tính đại lượng: } m_{n\lambda} \cdot m_{apl} \cdot R_p = 0,81 \times 1350 = 1094 \text{ T/m}^2$$

Theo điều kiện 21 viết dưới dạng khác độ bền của vùng chịu kéo của mặt cắt 1-1 không được đảm bảo với độ dư thừa là 48% ($216 : 146 = 1,48$)

Trong vế phải của công thức 22 ta thay thế $\varphi \cdot m_b = 0,9$ bằng $m_{nv} \times m_{apl} = 0,9 \times 0,9 = 0,81$.

Trong đó $m_{apl} = 0,9$ là hệ số để tính toán độ bền chung chịu nén của đập vòm và đập vòm trọng lực.

$$\text{Tính đại lượng: } m_{nv} \cdot m_{apl} \cdot R_{np} = 0,81 \cdot 1350 = 1094 \text{ T/m}^2$$

Theo điều kiện 22 viết dưới dạng khác độ bền của vùng chịu nén của mặt cắt 1-1 không được đảm bảo (thiếu 4%).

So sánh kết quả tính toán theo các ví dụ 7 và 8 ta nhận thấy: trong việc đánh giá độ bền của các vùng chịu nén của các mặt cắt đập vòm và đập vòm trọng lực thì tiêu chuẩn thiết kế đập bê tông và bê tông cốt thép đã thận trọng hơn so với tiêu chuẩn thiết kế bê tông và bê tông cốt thép thủy công trường hợp $\varphi = 1$. Nhưng đối với những bộ phận của đập vòm mỏng hiện đại khi $\varphi = 0,9$ thì các yêu cầu của cả 2 tiêu chuẩn trên đều như nhau.

Trong việc đánh giá độ bền vùng chịu kéo của mặt cắt các bộ phận của đập vòm và đập vòm trọng lực thì tiêu chuẩn thiết kế đập bê tông và bê tông cốt thép có mạnh dạn hơn so với tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép thủy công.

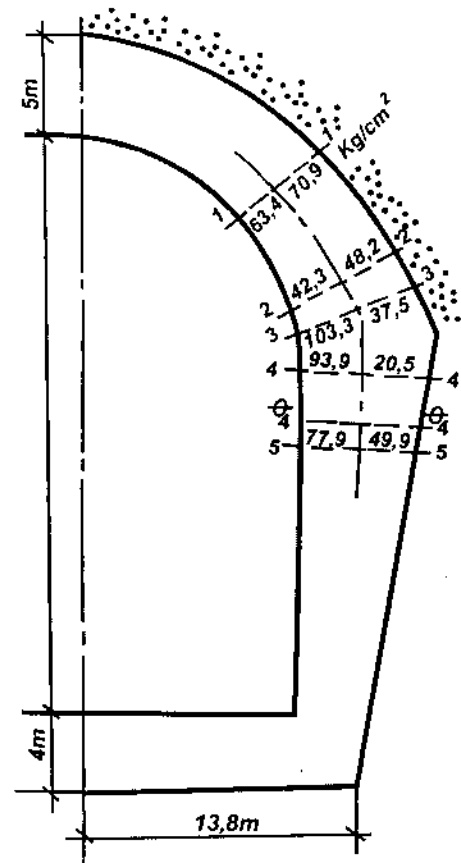
Tuy vậy, các yêu cầu của tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép được áp dụng cho các bộ phận bê tông chịu nén lệch tâm đã không cho phép xuất hiện khe nứt. Còn các yêu cầu của tiêu chuẩn thiết kế đập bê tông và bê tông cốt thép được dùng để tính toán các bộ phận của đập vòm và đập vòm trọng lực bê tông thường cho phép xuất hiện các khe nứt ở vùng chịu kéo. Trong trường hợp thứ hai này việc kiểm tra độ bền của vùng chịu kéo của các mặt cắt bê tông chịu nén lệch tâm mang tính chất quy ước và độ tin cậy của công trình được luận chứng bằng các tính toán công trình có các khe nứt theo cái gọi là “các sơ đồ thứ cấp và các nghiên cứu công trình trên mô hình đòn”.

Ví dụ 9:

Cho trên các mặt cắt 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 và 5-5 của kết cấu bê tông của công trình xả lũ tạm thời thuộc đầu mối thủy lực Kalum-xki ghi các trị số ứng suất nén chính tại mép biên (KG/cm²) được xác định bằng phương pháp phần tử hữu hạn (hình 6). Cũng thấy rằng ứng suất trên các mặt cắt thực tế thay đổi theo qui luật đường thẳng. Công trình cấp I, các kích thước $h_3=3\text{m}$, $h_4=3,1\text{m}$...

Yêu cầu: xác định mức bê tông cần thiết theo độ bền chịu nén, nếu đã chứng minh được rằng theo các điều kiện làm việc của kết cấu có thể bỏ qua ảnh hưởng của độ uốn tới khả năng chịu lực nghĩa là có thể lấy $\varphi=1$.

Theo điều 3.8 được phép tính toán các kết cấu bê tông chịu nén lệch tâm có biểu đồ ứng suất một dấu theo công thức 20(11). Trong trường hợp này cần phải xét mặt cắt 3-3 vì $103,3 \text{ KG/cm}^2 > 98,9 \text{ KG/cm}^2$, và gradien ứng suất ở mặt cắt 3-3 là:



Hình 6. Kết cấu bê tông của công trình xả lũ tạm thời - Kalunxki

$$\frac{103,3 - 37,5}{3 \times 100} = 0,219 \text{ KG/cm}^3$$

gradien nói trên nhỏ hơn gradien ứng suất ở mặt cắt 4-4:

$$\frac{98,9 - 20,5}{3,1 \cdot 100} = 0,253 \text{ KG/cm}^3$$

Dùng các đơn vị đo lường m và T chúng ta tìm các đại lượng sau đây của mặt cắt 3-3 với $b = 1\text{m}$ (b thẳng góc với mặt phẳng hình vẽ)

$$N = \frac{1033 + 375}{2} \times 3 = 2110 \text{ (tấn)}$$

Ở đây có thể bỏ qua các góc nhỏ θ với giả thiết $\theta = 0$, $\text{tg}^2 \theta = 0$, v.v...

$$e_0 = \frac{3}{2} - \frac{3}{3} \left(1 + \frac{375}{1033 + 375} \right) = 0,234 \text{ m}$$

$$M = N \cdot e_0 = 2110 \times 0,234 = 495 \text{ Tm}$$

$$F = b \cdot h = 3 \text{ m}^2 \quad (b = 1 \text{ m})$$

$$W_c = \frac{bh^3}{6} = \frac{3^3}{6} = 1,5 \text{ m}^3$$

Với công trình cấp I: $K_{lt} = 1,25$, với trường hợp khai thác tạm thời và tổ hợp cơ bản của tải trọng $n_c = 1$; $\varphi = 1$, và theo điều kiện bài toán:

$$m_h = 0,9.$$

Theo công thức 20 (11) ta có:

$$R_{np} \geq \frac{K_{lt} \cdot n_c}{\varphi \cdot m_b} \left(0,8 \frac{M}{W_c} + \frac{N}{F} \right) = \frac{1,25 \times 1}{1 \times 0,9} \left(0,8 \frac{495}{1,5} + \frac{2110}{3} \right) = 1345 \text{ T/m}^2 = 134,5 \text{ KG/cm}^2$$

Như vậy với bê tông M300 thoả mãn điều kiện độ bền.

Theo tiêu chuẩn thiết kế đập bê tông và bê tông cốt thép thì trong các công thức 19 (10) và 21 phải thay thế $\varphi \cdot v \cdot m_h \cdot m_b$ bằng $m_{n\lambda} \cdot m_{ap1}$ ($m_{n\lambda} = 0,9$; $m_{ap1} = 2,4$) và trong các công thức 20 (11) và 22 phải thay thế $\varphi \cdot m_b$ bằng $m_{n\lambda} \cdot m_{ap1}$ (trong đó $m_{n\lambda} = 0,9$; $m_{ap1} = 0,9$)

TÍNH TOÁN CÁC BỘ PHẬN BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO ĐỘ BỀN

- 3.9. Phải thực hiện tính toán các bộ phận kết cấu bê tông cốt thép theo độ bền đối với các mặt cắt thẳng góc với trục dọc của chúng cũng như đối với các mặt cắt nghiêng (với trục dọc) có hướng nguy hiểm nhất.

Khi có mômen xoắn thì phải kiểm tra độ bền của các mặt cắt không gian bị giới hạn bởi khe nứt xoắn trong vùng chịu kéo có hướng nguy hiểm nhất trong các hướng có thể xảy ra (xem điều 3.69). Ngoài ra, phải tiến hành tính toán các bộ phận theo tác dụng cục bộ của tải trọng (nén lõm, nén thủng) theo điều 3.62 ÷ 3.64.

- 3.10. Nếu đặt trong mặt cắt của các bộ phận kết cấu các loại và nhóm cốt thép khác nhau thì khi tính toán độ bền phải tính với các cường độ tính toán tương ứng của cốt thép.

TÍNH TOÁN CÁC MẶT CẮT THẲNG GÓC VỚI TRỤC DỌC CỦA BỘ PHẬN THEO ĐỘ BỀN

- 3.11. Việc xác định các nội lực giới hạn trong mặt cắt thẳng góc với trục dọc của bộ phận phải được thực hiện với các giả thiết là: bê tông vùng chịu kéo không làm việc, ứng suất trong vùng chịu nén phân bố theo biểu đồ chữ nhật với cường độ $m_b \cdot R_{np}$, còn ứng suất trong cốt thép chịu kéo và chịu nén lần lượt không lớn hơn $m_a \cdot R_a$ và $m_a \cdot R_{ac}$.
- 3.12. Đối với các bộ phận kết cấu chịu uốn, chịu nén lệch tâm và kéo lệch tâm có độ lệch tâm lớn khi ngoại lực tác dụng trong mặt phẳng trục đối xứng của mặt cắt và cốt thép được đặt tập trung gần các mép thẳng góc với mặt phẳng trục đối xứng kể trên, thì việc tính toán các mặt cắt thẳng góc với trục dọc của bộ phận kết cấu phải được tiến hành tùy thuộc vào tỷ số giữa trị số chiều cao tương đối của vùng chịu nén $\xi = \frac{x}{h_0}$ được xác định từ điều kiện cân bằng, với trị số giới hạn của chiều cao tương đối của vùng chịu nén ξ_R mà với trị số ξ_R này, trạng thái giới hạn của bộ phận kết cấu bắt đầu xảy ra đồng thời với ứng suất trong cốt thép chịu kéo đạt tới cường độ tính toán $m_a \cdot R_a$.
- Với các bộ phận đối xứng qua mặt phẳng tác dụng của mômen và lực dọc mà được đặt cốt thép không căng trước thì trị số giới hạn ξ_R phải được lấy theo bảng 17.

Bảng 17

Nhóm cốt thép	Trị số giới hạn ξ_R khi mác bê tông bằng		
	M150 và thấp hơn	M200, M250, M300	M350 và lớn hơn
A-I	0,70	0,65	0,60
A-II, A-III	0,65	0,60	0,50
B-I, B ₀ -I			

- 3.13. Những bộ phận bê tông cốt thép chịu uốn, nén lệch tâm và kéo lệch tâm với độ lệch tâm lớn thông thường phải thoả mãn điều kiện $\xi \leq \xi_R$.
- Đối với các bộ phận chịu uốn có thể chỉ cho phép không thoả mãn điều kiện này, trường hợp khi diện tích mặt cắt của cốt thép chịu kéo được xác định từ tính toán theo các trạng thái giới hạn nhóm thứ 2 hoặc được lấy theo trạng thái cấu tạo.
- 3.14. Nếu chiều cao vùng chịu nén được xác định không xét đến cốt thép chịu nén mà nhỏ hơn $2a'$ thì không tính đến cốt thép chịu nén trong tính toán.
- Nên sử dụng cốt thép chịu nén tính toán khi chiều cao mặt cắt bị hạn chế, khi không thể tăng được mác bê tông, khi có tác dụng của các mômen uốn hai dấu hoặc khi có những yêu cầu đặc biệt.

NHỮNG BỘ PHẬN CHỊU UỐN

- 3.15. Việc tính toán các bộ phận bê tông cốt thép chịu uốn có hình dạng đối xứng bất kỳ hình 7 phải được thực hiện theo các công thức sau:

$$K_H \cdot n_c \cdot M \leq m_b \cdot R_{np} \cdot S_b + m_a \cdot R_{ac} \cdot S_a; \quad 23 \quad (12)$$

$$m_a \cdot R_a \cdot F_a - m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a = m_b \cdot R_{np} \cdot F_b \quad 24 \quad (13)$$

TÍNH TOÁN MẶT CẮT HÌNH CHỮ NHẬT (HÌNH 8)

3.16. Những bộ phận chịu uốn có mặt cắt hình chữ nhật phải được tính toán theo các công thức sau:

$$\xi \leq \xi_R \rightarrow K_H \cdot n_c \cdot M \leq m_b \cdot R_{np} \cdot b \times (h_0 - 0,5x) + m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a (h_0 - \alpha') \quad 25 \quad (14)$$

$$m_a \cdot R_a \cdot F_a - m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a = m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x \quad 26 \quad (15)$$

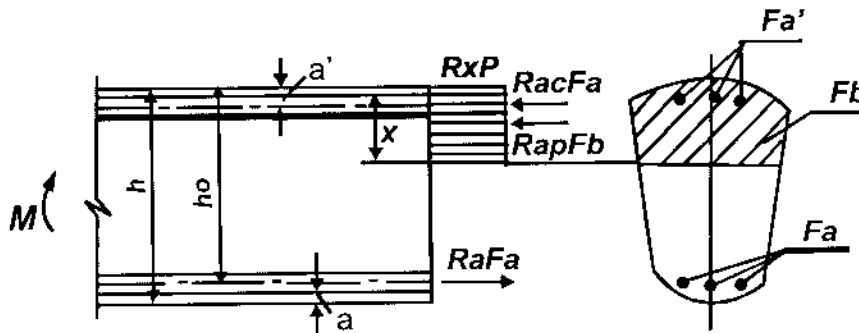
Khi $\xi > \xi_R$: cũng tính theo công thức trên nhưng lấy:

$$X = \xi_R \cdot h_0$$

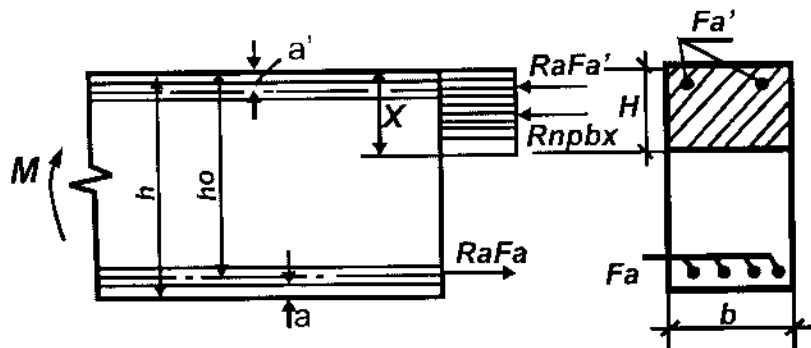
3.17. Việc xác định số lượng cốt thép dọc được tiến hành như sau:

Xác định chiều cao vùng chịu nén của mặt cắt theo điều kiện 25 (14) với $F'_a = 0$

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2K_H \cdot n_c \cdot M}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} \quad (27)$$



Hình 7: Sơ đồ nội lực và biểu đồ ứng suất trong mặt cắt thẳng góc với trục dọc của bộ phận bê tông cốt thép chịu uốn. Khi tính toán theo độ bền.



Hình 8: Sơ đồ nội lực và biểu đồ ứng suất trong mặt cắt thẳng góc với trục dọc của bộ phận bê tông cốt thép chịu uốn có mặt cắt hình chữ nhật khi tính toán nó theo độ bền.

Sau đó phải phân biệt các sơ đồ tính toán sau:

1) trường hợp $x < 2a'$ và $\xi < \xi_R$ thì tiến hành tính toán như đối với mặt cắt có một loại cốt thép đơn. Với $F'_a = 0$, theo công thức:

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b}{m_a \cdot R_a} \cdot x \quad (28)$$

2) trường hợp $2a' < x < \xi_R h_0$ và đã biết diện tích mặt cắt cốt thép chịu nén F'_a , thì chiều cao vùng chịu nén của bê tông được xác định theo công thức:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2[K_H \cdot n_c \cdot M - m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a (h_0 - a')]}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} \quad (29)$$

Diện tích mặt cắt cốt thép dọc chịu kéo được xác định từ điều kiện 26 (15)

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot bx + m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a}{m_a \cdot R_a} \quad (30)$$

3) trường hợp nếu $x > \xi_R h_0$ thì cần phải tăng mật cốt, tăng mác bê tông, hoặc đặt cốt thép chịu nén với số lượng như sau:

$$F'_a = \frac{K_H \cdot n_c \cdot M - m_b \cdot R_{np} \cdot \xi_R (1 - 0,5\xi_R) b h_0^2}{m_a R_{ac} (h_0 - a')} \quad (31)$$

Cốt thép dọc chịu kéo trong trường hợp này được xác định theo công thức:

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot \xi_R \cdot b \cdot h_0 + m_a R_{ac} \cdot F'_a}{m_a \cdot R_a} \quad (32)$$

3.18. Có thể chọn cốt thép dọc theo bảng 18 bằng cách sau:

$$A_0 = \frac{K_H \cdot n_c \cdot M}{m_a R_{np} \cdot b h_0^2} \quad (33)$$

Đối với các bộ phận chịu uốn có mặt cắt hình chữ nhật:

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{m_a \cdot R_a \cdot F_a - m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a}{m_a R_{np} \cdot b \cdot h_0} \\ A_0 &= \frac{K_H \cdot n_c \cdot M - m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a (h_0 - a')}{m_b R_{np} \cdot b \cdot h_0^2} \\ A_0 &= \xi(1 - 0,5\xi); \quad A_R = \xi_R(1 - 0,5\xi_R); \quad \gamma = 1 - 0,5\xi \end{aligned} \quad (34)$$

Nếu $A_0 \leq A_R = \xi_R(1 - 0,5\xi_R)$ thì theo tính toán, không cần cốt thép chịu nén.

Tùy thuộc vào trị số A_0 , theo bảng 18, ta tìm được γ và tính được:

$$F_a = \frac{K_H \cdot n_c \cdot M}{m_a R_a \cdot \gamma \cdot h_0} \quad (35)$$

Nếu $A_0 > A_R$ thì cần tăng mật cốt, hoặc đặt cốt thép chịu nén tính toán với diện tích xác định theo công thức 31.

Khi đã biết diện tích cốt thép chịu nén F'_a thì trị số A_0 được tính theo công thức:

$$A_0 = \frac{K_H \cdot n_c \cdot M - m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a (h_0 - a')}{m_b R_{np} \cdot b \cdot h_0^2} \quad (36)$$

Bảng 18

ξ	γ	A_0	ξ	γ	A_0	ξ	γ	A_0
0,01	0,995	0,01	0,29	0,855	0,248	0,57	0,715	0,407
0,02	0,990	0,02	0,30	0,850	0,255	0,58	0,710	0,412
0,03	0,985	0,03	0,31	0,845	0,262	0,59	0,705	0,416
0,04	0,980	0,039	0,32	0,840	0,269	0,60	0,700	0,420
0,05	0,975	0,048	0,33	0,835	0,276	0,62	0,690	0,428
0,06	0,970	0,058	0,34	0,830	0,282	0,64	0,680	0,435
0,07	0,965	0,068	0,35	0,825	0,289	0,66	0,670	0,442
0,08	0,960	0,077	0,36	0,820	0,295	0,68	0,660	0,449
0,09	0,955	0,086	0,37	0,815	0,302	0,70	0,650	0,455
0,10	0,950	0,095	0,38	0,810	0,308	0,72	0,640	0,461
0,11	0,945	0,104	0,39	0,805	0,314	0,74	0,630	0,466
0,12	0,940	0,113	0,40	0,800	0,320	0,76	0,620	0,470
0,13	0,935	0,122	0,41	0,795	0,326	0,78	0,610	0,476
0,14	0,930	0,130	0,42	0,790	0,332	0,80	0,600	0,480
0,15	0,925	0,139	0,43	0,785	0,338	0,85	0,575	0,489
0,16	0,920	0,147	0,44	0,780	0,343	0,90	0,550	0,495
0,17	0,915	0,156	0,45	0,775	0,349	0,95	0,525	0,499
0,18	0,910	0,164	0,46	0,770	0,354	1,00	0,500	0,500
0,19	0,905	0,172	0,47	0,765	0,360			
0,20	0,900	0,180	0,48	0,760	0,365			
0,21	0,895	0,188	0,49	0,755	0,370			
0,22	0,890	0,196	0,50	0,750	0,375			
0,23	0,885	0,204	0,51	0,745	0,380			
0,24	0,880	0,211	0,52	0,740	0,385			
0,25	0,875	0,219	0,53	0,735	0,390			
0,26	0,870	0,226	0,54	0,730	0,394			
0,27	0,865	0,234	0,55	0,725	0,399			
0,28	0,860	0,241	0,56	0,720	0,403			

3.19. Việc kiểm tra độ bền của mặt cắt hình chữ nhật có cốt thép đơn được tiến hành tùy thuộc vào chiều cao vùng chịu nén x , tính từ công thức 28:

$$x = \frac{m_a \cdot R_a \cdot F_a}{m_b \cdot R_{np} \cdot b} \quad (37)$$

và theo các cách sau đây:

1. khi $x \leq \xi_R h_0$;

dùng điều kiện:

$$K_H \cdot n_c \cdot M \leq m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) \quad (38)$$

2. khi $x > \xi_R h_0$ dùng điều kiện:

$$K_H . n_c . M \leq m_b . R_{np} . \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) b h_0^2 \quad (39)$$

Khi không thỏa mãn điều kiện 39 thì phải tăng mật cốt, tăng mác bê tông, hoặc đặt cốt thép chịu nén theo điều 3.17.

3.20. Việc kiểm tra độ bền của mặt cắt hình chữ nhật có bố trí cốt thép kép được tiến hành tùy thuộc vào chiều cao vùng chịu nén x , được tính theo công thức 26 (15):

$$x = \frac{m_a . R_a . F_a - m_a . R_{ac} . F_a'}{m_b . R_{np} . b}$$

và theo các cách sau đây:

1-khi $x \leq \xi_R h_0$; dùng điều kiện 25 (14):

$$K_H . n_c . M \leq m_b . R_{np} . b x (h_0 - 0,5 x) + m_a . R_{ac} . F_a' (h_0 - a')$$

2- khi $x > \xi_R h_0$ thì dùng điều kiện:

$$K_H . n_c . M \leq m_b . R_{np} . \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) b h_0^2 + m_a . R_{ac} . F_a' (h_0 - a') \quad (40)$$

hoặc dùng điều kiện 26 (15) với $x = \xi_R h_0$;

3- khi $x \leq 0$ dùng điều kiện 31 viết dưới dạng:

$$K_H . n_c . M \leq m_a . R_a . F_a (h_0 - a)$$

Khi không thỏa mãn điều kiện độ bền 25 (14), 40 và 31 thì cần tăng mật cốt hoặc tăng mác bê tông.

TÍNH TOÁN MẶT CẮT HÌNH CHỮ T (HOẶC CHỮ I)

3.21. Việc tính toán các bộ phận chịu uốn có mặt cắt hình chữ T (và chữ I) được tiến hành tùy thuộc vào vị trí đường giới hạn của vùng chịu nén:

a) nếu đường giới hạn vùng chịu nén nằm trong phạm vi bản cánh, (hình 9a) nghĩa là khi điều kiện sau đây được thực hiện:

$$K_H . n_c . M \leq m_b . R_{np} . b_n' . h_n' (h_0 - 0,5 h_n') \quad (41)$$

thì việc tính toán được tiến hành như đối với mặt cắt hình chữ nhật có chiều rộng $b = b_n'$ tương ứng theo các điều 3.16 ÷ 3.20;

b) nếu đường giới hạn vùng chịu nén đi qua bản bụng (sườn) (hình 9b) nghĩa là điều kiện 41 không được thực hiện thì tiến hành tính toán theo điều kiện:

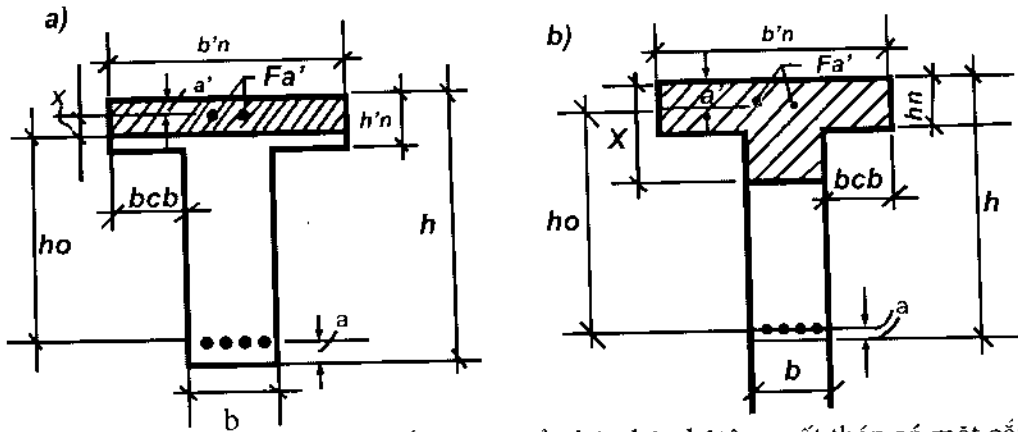
$$K_H . n_c . M \leq m_b . R_{np} . b . x . (h_0 - 0,5 x) + m_b . R_{np} . (b_n' - b) h_n' (h_0 - 0,5 h_n') + m_a . R_{ac} . F_a' (h_0 - a') \quad (42)$$

3.22. Việc chọn diện tích mặt cắt cốt thép dọc được tiến hành theo cách sau:

Tính chiều cao vùng chịu nén của bê tông trong trường hợp cốt thép đơn theo công thức:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2.K_H.n_c.M}{m_b.R_{np}.b} + \frac{2.h'_n(b'_n - b).(h_0 - 0,5h'_n)}{b}} \quad (43)$$

khi $x \leq \xi_R h_0$ thì diện tích cần thiết của mặt cắt cốt thép chịu kéo được xác định theo công thức:



Hình 9: Các dạng vùng chịu nén trong mặt cắt ngang của bộ phận bê tông cốt thép có mặt cắt hình chữ T với cánh chịu nén.

- a - Khi vị trí đường giới hạn vùng chịu nén nằm trong bản cánh;
b - Khi vị trí đường giới hạn vùng chịu nén nằm trong bảng bụng (sườn).

$$F_a = \frac{m_b.R_{np}.b.x + m_b.R_{np}.h'_n(b'_n - b)}{m_a.F_a} \quad (44)$$

Khi không biết diện tích mặt cắt cốt thép chịu nén và nếu chiều cao vùng chịu nén x , được tính theo công thức 43 cho thấy $2a' \leq x \leq \xi_R.h_0$ thì cho phép xác định diện tích mặt cắt cốt thép chịu kéo theo công thức:

$$F_a = \frac{K_H.n_c.M}{m_a.R_a.(h_0 - 0,5h'_n)} \quad (45)$$

Sau đó chính xác hoá diện tích F_a bằng các công thức 46 và 47; khi diện tích mặt cắt cốt thép chịu nén F'_a đã được cho trước thì chiều cao vùng chịu nén của bê tông được xác định theo công thức:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2.K_H.n_c.M}{m_b.R_{np}.b} + \frac{2.h'_n(b'_n - b).(h_0 - 0,5h'_n)}{b} + \frac{2m_a.R_{ac}.F'_a(h_0 - a')}{m_b.R_{np}.b}} \quad (47)$$

và khi $x \leq \xi_R h_0$ thì:

$$F_a = \frac{m_b.R_{np}[xb + (b'_n - b)h'_n] + m_a.R_{ac}.F'_a}{m_a.F_a} \quad (48)$$

$$F'_a = \frac{m_a.R_a.F_a - m_b.R_{np}.b'.h'_n}{m_a.R_{ac}} \quad (46)$$

Chú thích:

1- Khi phần vượn của cánh có chiều cao thay đổi thì cho phép lấy h'_n bằng chiều cao trung bình của phần vượn của cánh.

2. Chiều rộng của cánh bị nén b'_n đưa vào trong tính toán được lấy từ điều kiện phần vượn của cánh ở mỗi phía của sườn (b_{cn}) phải không được lớn hơn 1/6 nhịp của bộ phận kết cấu và không lớn hơn:

- a) Khi có các sườn ngang $-\frac{1}{2}$ khoảng cách khe sáng giữa các sườn dọc;
- b) Khi không có các sườn ngang, hoặc khi khoảng cách giữa các sườn ngang lớn hơn khoảng cách giữa các sườn dọc và $h'_n < 0,1h - bh'_n$
- c) Khi phần vượn của cánh là dạng công-xon (dầm dọc lập):
 - Nếu $h'_n \geq 0,1h - 6h'_n$;
 - Nếu $0,05h \leq h'_n < 0,1h - 3h'_n$;
 - Nếu $h'_n \leq 0,05h$ - không tính đến các phần vượn của cánh.

3.23. Việc kiểm tra độ bền của mặt cắt hình chữ T (hoặc chữ I) có cốt thép đơn được tiến hành:

- a) Khi $m_a.R_a.F_a \leq m_b.R_{np}.b'_n.h'_n$ - tính như với mặt cắt chữ nhật có chiều rộng $b=b'_n$ theo điều 3-19;
- b) Khi $m_a.R_a.F_a > m_b.R_{np}.b'_n.h'_n$, tùy thuộc vào chiều cao vùng chịu nén tính theo công thức 44 viết ở dạng sau:

$$x = \frac{m_a.R_a.F_a - m_b.R_{np}(b'_n - b)h'_n}{m_a.R_{np}.b}$$

Sẽ tính theo các cách sau đây:

- 1) Khi $x \leq \xi_R h_0$; dùng điều kiện:

$$K_H.n_c.M \leq m_b.R_{np}.b.x.(h_0 - 0,5x) + m_b.R_{np}(b'_n - b)h'_n(h_0 - 0,5h'_n) \quad (49)$$

- 2) Khi $x > \xi_R h_0$, dùng điều kiện:

$$K_H.n_c.M \leq m_b.R_{np}.\xi_R(1 - 0,5\xi_R)bh_0^2 + m_b.R_{np}(b'_n - b)h'_n(h_0 - 0,5h'_n) \quad (50)$$

Khi điều kiện (50) không được thoả mãn thì phải tăng mặt cắt ngang, tăng mức bê tông hoặc bố trí cốt thép chịu nén theo điều 3.22.

3.24. Việc kiểm tra độ bền của mặt cắt hình chữ T (chữ I) có cốt thép kép được tiến hành:

- a) Khi $m_a.R_a.F_a \leq m_b.R_{np}.b'_n.h'_n + m_a.R_{ac}.F'_a$; như đối với mặt cắt hình chữ nhật có chiều rộng $b=b'_n$ theo điều 3.20;
- b) Khi $m_a.R_a.F_a \geq m_b.R_{np}.b'_n.h'_n + m_a.R_{ac}.F'_a$ tùy thuộc vào chiều cao vùng chịu nén xác định theo công thức (47) viết dưới dạng:

$$x = \frac{m_a.R_a.F_a - m_a.R_{ac}.F'_a - m_b.R_{np}(b'_n - b)h'_n}{m_a.R_{np}.b} \quad (47)$$

Sẽ tính theo các cách sau đây:

1) Khi $x \leq \xi_R h_0$, dùng điều kiện (42):

$$K_H \cdot n_c \cdot M = m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) + m_b \cdot R_{np} (b'_n - b) h'_n (h_0 - 0,5h'_n) + m_a R_{ac} \cdot F'_a (h_0 - a')$$

2) Khi $x > \xi_R h_0$, dùng điều kiện (48):

$$K_H \cdot n_c \cdot M \leq m_b \cdot R_{np} \cdot \xi_R (1 - 0,5\xi_R) b h_0^2 + m_b \cdot R_{np} (b'_n - b) h'_n (h_0 - 0,5h'_n) + m_a R_{ac} \cdot F'_a (h_0 - a')$$

3) Khi $x \leq 0$ dùng điều kiện (31):

$$K_H \cdot n_c \cdot M \leq m_a R_a \cdot F_a (h_0 - a')$$

Khi các điều kiện (42), (48) và (31) không được thoả mãn cần tăng mật cốt hoặc nâng mức bê tông.

CÁC VÍ DỤ TÍNH TOÁN

Ví dụ 10: Cho bộ phận bê tông cốt thép có mặt cắt hình chữ nhật

$h=2m$; $h_0=1,85m$; $a=a'=0,15m$; $b=1m$

Mômen tính toán $M=156Tm$. Bê tông M200:

$R_{np}=90KG/cm^2$; $m_b=1,15$ (bảng 6), cốt thép nhóm A - III;

$R_a=3600 KG/cm^2$; $m_a=1,15$ bảng 13.

Hệ số tổ hợp tải trọng $n_c=1$ (điều 12). Yêu cầu: chọn cốt thép dọc của bộ phận chịu uốn.

Tính toán: xác định chiều cao vùng chịu nén của mặt cắt từ điều kiện (27)

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 \cdot K_H \cdot n_c \cdot M}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} = 185 - \sqrt{135^2 - \frac{2 \times 1,2 \times 1 \times 156 \times 10^5}{1,15 \times 90 \times 100}} = 10,1cm$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{10,1}{185} = 0,05 < \xi_R = 0,6 \quad (\text{bảng 17})$$

vì $x=10,1 \text{ cm} < 2a' = 30cm$, nên diện tích mặt cắt của cốt thép chịu kéo được xác định theo điều kiện (28) không tính đến cốt thép chịu nén

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b}{m_a \cdot R_a} x = \frac{1,15 \cdot 90 \cdot 100}{1,15 \cdot 3600} \cdot 10,1 = 25cm^2$$

Đặt cốt thép 36A-III cách nhau 40 cm, trên 1m đặt 2 thanh $\phi 36A-III$ ($F_a=26,4cm^2$).

Cũng có thể dùng bảng 18 để chọn cốt thép dọc:

Tính trị số A_0 theo công thức:

$$A_0 = \frac{K_H \cdot n_c \cdot M}{m_b \cdot R_{np} \cdot b h_0^2} = \frac{1,2 \times 1 \times 156 \times 10^5}{1,15 \times 90 \times 100 \times 185^2} = 0,053 < A_R$$

Trong đó $A_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R) = (1 - 0,5 \times 0,6) \times 0,6 = 0,42$

Tra bảng 18 khi $A_0=0,053$ thì: $\gamma = 0,973$ (theo nội suy).

Cốt thép dọc cần thiết được xác định theo công thức (35)

$$F_a = \frac{K_H \cdot n_c \cdot M}{m_a \cdot R_a \cdot h_0} = \frac{1,2 \times 1 \times 156 \times 10^5}{1,15 \times 3600 \times 0,973 \times 185} = 25,1cm^2$$

Ví dụ 11: Cho bộ phận bê tông cốt thép có mặt cắt hình chữ nhật

$b = 50 \text{ cm}$, $h = 25 \text{ cm}$, $a = a' = 4 \text{ cm}$; $h_0 = 21 \text{ cm}$.

Bê tông M 300: $R_{np} = 135 \text{ KG/cm}^2$

$m_b = 1,0$ (bảng 6) cốt thép nhóm A-II;

$R_a = R_{ac} = 2700 \text{ KG/cm}^2$, $m_a = 1,1$ (bảng 13),

Diện tích mặt cắt cốt thép chịu nén: $F'_a = 4,52 \text{ cm}^2$. Mômen uốn tính toán $M = 9,50 \text{ Tm}$,

Công trình cấp III: $K_H = 1,15$, tổ hợp tải trọng cơ bản $n_c = 1,0$.

Yêu cầu: tính diện tích mặt cắt cốt thép chịu kéo.

Tính toán: chiều cao vùng chịu nén của bê tông được xác định theo điều kiện 27, không kể đến diện tích cốt thép chịu nén:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 \cdot K_H \cdot n_c \cdot M}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} = 21 - \sqrt{21^2 - \frac{2 \times 1,15 \times 1 \times 9,5 \times 10^5}{1 \times 135 \times 50}} = 10,2 \text{ cm}$$

Vì $x = 10,2 \text{ cm} > 2a' = 8 \text{ cm}$ nên phải xác định chiều cao vùng chịu nén của bê tông có kể đến cốt thép chịu nén theo điều kiện (29):

$$\begin{aligned} x &= h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2[K_H \cdot n_c \cdot M - m_a R_{ac} \cdot F'_a (h_0 - a')]}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} \\ &= 21 - \sqrt{21^2 - \frac{2[1,15 \times 1 \times 9,5 \cdot 10^5 - 1,1 \times 2700 \cdot 4,52 (21 - 4)]}{1 \times 135 \times 50}} = 7,4 \text{ cm} \end{aligned}$$

Vì $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{7,4}{21} = 0,352 < \xi_R = 0,6$ nên diện tích cốt thép chịu kéo được xác định theo công thức (30).

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot bx + m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a}{m_a \cdot R_a} = \frac{1 \times 135 \times 50 \times 7,4 + 1,1 \times 2700 \times 4,52}{1,1 \times 2700} = 21,3 \text{ cm}^2$$

Vì $x = 7,4 \text{ cm} < 2a' = 8 \text{ cm}$ nên cho phép xác định diện tích cốt thép chịu kéo tính toán theo công thức (31):

$$F_a = \frac{K_H \cdot n_c \cdot M}{m_a R_a \cdot (h_0 - a')} = \frac{1,15 \times 1 \times 9,5 \times 10^5}{1,1 \times 2700 \times (21 - 4)} = 21,60 \text{ cm}^2$$

Chọn 4 $\phi 28$ nhóm A-II có $F_a = 24,63 \text{ cm}^2$.

Ví dụ 12: Cho bộ phận bê tông cốt thép có mặt cắt hình chữ nhật $b = 50 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$, $a = a' = 4 \text{ cm}$, $h_0 = 36 \text{ cm}$. Bê tông M300: $R_{np} = 135 \text{ KG/cm}^2$

$m_b = 1$ (Bảng 6). Cốt thép đối xứng nhóm A-III:

$R_a = R_{ac} = 3600 \text{ KG/cm}^2$; $m_a = 1,1$ (Bảng 13).

Mômen uốn tính toán $M = 20 \text{ Tm}$. Công trình cấp III: $K_H = 1,15$, tổ hợp tải trọng cơ bản $n_c = 1$.

Yêu cầu: xác định diện tích cốt thép.

Tính toán: xác định chiều cao vùng chịu nén theo công thức 27, không tính đến cốt thép chịu nén.

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 \cdot K_H \cdot n_c \cdot M}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} = 36 - \sqrt{36^2 - \frac{2 \times 1,15 \times 1 \times 20 \times 10^5}{1 \times 135 \times 50}} = 11,2 \text{ cm}$$

Vì $x = 11,2 \text{ cm}$, $2a' = 8 \text{ cm}$ và $x < \xi_R h_0 = 0,6 \times 36 = 21,6 \text{ cm}$ nên phải chọn cốt thép dọc theo công thức 31:

$$F_a = F'_a = \frac{K_H \cdot n_c \cdot M}{m_a \cdot R_a (h_0 - a')} = \frac{1,15 \times 1 \times 20 \cdot 10^5}{1,1 \times 3600 (36 - 4)} = 18,1 \text{ cm}^2$$

Chọn 3 $\phi 28$ nhóm A-III- vậy $F_a = F'_a = 18,47 \text{ cm}^2$

Ví dụ 13: Cho bộ phận bê tông cốt thép có mặt cắt hình chữ nhật $b = 50 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$; $a = 5 \text{ cm}$; $a' = 3 \text{ cm}$; $h_0 = 35 \text{ cm}$. Bê tông M300: $R_{np} = 135 \text{ KG/cm}^2$, $m_b = 1$ (bảng 6). Cốt thép nhóm A-III:

$R_a = 3600 \text{ KG/cm}^2$. Diện tích mặt cắt cốt thép chịu kéo

$F_a = 40,72 \text{ cm}^2$ (4 $\phi 36$), cốt thép chịu nén $F'_a = 3,14 \text{ cm}^2$ (4 $\phi 10$), $m_a = 1,1$ bảng 13. Mômen uốn tính toán $M = 30 \text{ Tm}$.

Công trình cấp III; $K_H = 1,15$ tổ hợp tải trọng cơ bản $n_c = 1$.

Yêu cầu: kiểm tra độ bền của mặt cắt.

Tính toán: xác định chiều cao của vùng chịu nén của bê tông theo công thức 26 (15)

$$x = \frac{m_a \cdot R_a \cdot F_a - m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a}{m_a \cdot R_{np} \cdot b} = \frac{1,1 \times 3600 \times 40,72 - 1,1 \times 3600 \times 3,14}{1 \times 135 \times 50} = 25 \text{ cm}$$

Vì $x = 25 \text{ cm} > \xi_R h_0 = 0,6 \times 35 = 21 \text{ cm}$ nên kiểm tra độ bền của mặt cắt theo công thức 25 (14) với $x = \xi_R h_0 = 21 \text{ cm}$

$$K_H \cdot n_c \cdot M \leq m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) + m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a (h_0 - a')$$

$$1,15 \times 1 \times 20 \times 10^5 \leq 1 \times 135 \times 50 \times 21 (35 - 10,5) + 1,1 \times 3600 \times 3,14 (35 - 3)$$

$23 \cdot 10^5 < 38,7 \cdot 10^5$ tức là độ bền của mặt cắt được bảo đảm, diện tích mặt cắt cốt thép chịu kéo quá lớn.

Để đảm bảo độ bền theo trạng thái giới hạn nhóm thứ 1 chỉ cần có F_a (tính như trong ví dụ 11)

$$\begin{aligned} \text{Khi} \quad x &= h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2[K_H \cdot n_c \cdot M - m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a (h_0 - a')]}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} \\ &= 35 - \sqrt{35^2 - \frac{2[1,15 \times 1 \times 20 \times 10^5 - 1,1 \times 3600 \times 3,14 (35 - 43)]}{1 \times 135 \times 50}} = 9,2 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x + m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a}{m_a \cdot R_a} = \frac{1 \times 135 \times 50 \times 9,2 + 1,1 \times 3600 \times 3,14}{1,1 \times 3600} = 19 \text{ cm}^2$$

Ví dụ 14:

Cho mặt cắt hình chữ nhật có cốt thép đơn, $b = 100 \text{ cm}$, $h = 80 \text{ cm}$, $a = 6 \text{ cm}$, $h_0 = 74 \text{ cm}$. Bê tông M300:

$R_{np} = 135 \text{ KG/cm}^2$, $m_b = 1,15$ (bảng 6). Cốt thép nhóm A-III:

$R_a = 3600 \text{ KG/cm}^2$, $m_a = 1,15$ (bảng 13). Mômen uốn tính toán $M = 320 \text{ Tm}$. Công trình cấp III: $k_H = 1,15$; Tổ hợp tải trọng cơ bản, $n_c = 1$.

Yêu cầu: xác định diện tích cốt thép chịu kéo

Tính toán: xác định chiều cao vùng chịu nén của bê tông từ công thức 27:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 \cdot K_H \cdot n_c \cdot M}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} = 74 - \sqrt{74^2 - \frac{2 \times 1,15 \times 1 \times 320 \times 10^5}{1,15 \times 135 \times 100}} = 46,8 \text{ cm}$$

$$x > \xi_R h_0 = 0,6 \times 74 = 44,1 \text{ cm}$$

Theo điều 3.9 của chỉ dẫn này cần tăng chiều cao mặt cắt hoặc đặt cốt thép chịu nén.

Đặt cốt thép bằng thép cán móng nhóm A-II, $a' = 6 \text{ cm}$. Diện tích mặt cắt cốt thép chịu nén được xác định bằng công thức (31):

$$F'_a = \frac{K_H \cdot n_c \cdot M - m_b \cdot \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) R_{np} \cdot b \cdot h_0^2}{m_a \cdot R_{ac} \cdot (h_0 - a')}$$

$$= \frac{1,15 \times 1 \times 320 \times 10^5 - 1,15 \times 0,6 (1 - 0,5 \times 0,6) \cdot 135 \cdot 100 \times 74^2}{1,15 \times 2700 (74 - 6)} = 5,46 \text{ cm}^2$$

Lấy $F'_a = 7,07 \text{ cm}^2$ (9 ϕ 10)

Diện tích mặt cắt cốt thép chịu kéo được xác định theo công thức 32:

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot \xi_R \cdot b \cdot h_0 + m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a}{m_a \cdot R_a}$$

$$F_a = \frac{1,15 \times 135 \times 0,6 \times 100 \times 74 + 1,15 \times 2700 \times 7,07}{1,15 \times 3600} = 172 \text{ cm}^2$$

Chọn $F_a = 175 \text{ cm}^2$ (14 ϕ 40 nhóm A- III).

$$\rho = \frac{F_a}{b h_0} \times 100\% = \frac{175}{100 \times 74} \times 100\% = 2,4\%$$

Hàm lượng cốt thép rất lớn, và không thể đặt chúng vào một hàng nên tăng chiều cao mặt cắt $h = 90 \text{ cm}$ và lấy $a = 9,5 \text{ cm}$ (a là trị số cho phép nhỏ nhất khi đặt 2 hàng cốt thép có $\phi = 40 \text{ mm}$)

Khi $F'_a = 0$ theo công thức (27) ta có:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 \cdot K_H \cdot n_c \cdot M}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} = 80,5 - \sqrt{80,5^2 - \frac{2 \times 1,15 \times 1 \times 320 \times 10^5}{1,15 \times 135 \times 100}} = 38,8 \text{ cm}$$

$$x = 38,8 < \xi_R \cdot h_0 = 0,6 \times 80,5 = 48,3 \text{ cm.}$$

Diện tích mặt cắt cốt thép chịu kéo được xác định theo công thức (28).

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b x}{m_a \cdot R_a} = \frac{1,15 \times 135 \times 100 \times 38,8}{1,15 \times 3600} = 145 \text{ cm}^2$$

Có thể lấy $F_a = 151 \text{ cm}^2$ (2 hàng cốt thép, mỗi hàng 6 ϕ 40 loại A- III)

$$\rho = \frac{151}{100 \times 80,5} \times 100\% = 1,88\%$$

Ví dụ 15: Cho bộ phận bê tông cốt thép có mặt cắt hình chữ T, $b'_n = 60 \text{ cm}$, $h'_n = 15 \text{ cm}$, $h_0 = 40 \text{ cm}$;

$a = a' = 5 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

Có 2 trị số nội lực tính toán khác nhau:

$M_1 = 15 \text{ Tm}$ - làm căng bản bụng (suôn) và $M = 30 \text{ Tm}$ (làm căng bản cánh). Bê tông M400:

$R_{np} = 175 \text{ KG/cm}^2$; $m_b = 1$

Cốt thép nhóm A- III: $R_a = 3600 \text{ KG/cm}^2$

Công trình cấp III: $K_{H1} = 1,15$, tổ hợp tải trọng cơ bản $n_c = 1$. Yêu cầu: chọn cốt thép dọc

Tính toán : kiểm tra điều kiện (41):

$$K_{H1} \cdot n_c \cdot M_1 \leq m_b \cdot R_{np} \cdot b'_n \cdot h'_n \cdot (h_0 - 0,5h'_n)$$

$$1,15 \times 1 \times 15 \times 10^5 < 1 \times 175 \times 60 \times 15 (40 - 0,5 \times 15)$$

$$17,3 < 51,2$$

Tức là đường giới hạn vùng chịu nén nằm trong bản cánh, việc tính toán được tiến hành như đối với mặt cắt hình chữ nhật có chiều rộng $b'_n = b = 60 \text{ cm}$.

Chiều cao vùng chịu nén của bê tông khi không kể đến cốt thép chịu nén được tính theo công thức (27)

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 \cdot K_{H1} \cdot n_c \cdot M_1}{m_b \cdot R_{np} \cdot b'_n}} = 40 - \sqrt{40^2 - \frac{2 \times 1,15 \times 15 \times 10^5}{1 \times 175 \times 60}} = 4,4 \text{ cm}$$

Vì $x = 4,4 < 2a' = 10 \text{ cm}$, và $x < \xi_R h_0 = 0,5 \times 40 = 20 \text{ cm}$ nên diện tích mặt cắt cốt thép chịu kéo trong bản bụng (suôn) được xác định, không xét đến diện tích mặt cắt cốt thép chịu nén theo điều kiện:

$$F_a' = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b'_n \cdot x}{m_a \cdot R_a} = \frac{1 \times 175 \times 60 \times 4,4}{1,1 \times 3600} = 11,7 \text{ cm}^2$$

Lấy $F_a' = 12,3 \text{ cm}^2$ (2 $\phi 28$ - A- III). Tiếp theo tính cốt thép dọc trong bản cánh. Việc tính toán được tiến hành như đối với mặt cắt hình chữ nhật có chiều rộng $b = 30 \text{ cm}$, vì bản cánh nằm trong vùng chịu kéo. Chiều cao vùng chịu nén được xác định theo công thức (27), không xét tới diện tích mặt cắt cốt thép chịu nén (khi mô men $M_2 = 30 \text{ Tm}$).

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 \cdot K_{H1} \cdot n_c \cdot M_2}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} = 40 - \sqrt{40^2 - \frac{2 \times 1,15 \times 1 \times 30 \times 10^5}{1 \times 175 \times 30}} = 23,1 \text{ cm}$$

Vì $x > 2a' = 2 \times 5 = 10 \text{ cm}$, nên xác định chiều cao vùng chịu nén của bê tông có tính đến diện tích mặt cắt cốt thép chịu nén theo công thức (29)

$$\begin{aligned} x &= h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2[K_{H1} \cdot n_c \cdot M_2 - m_a \cdot R_{ac} \cdot F_a' (h_0 - a')]}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} \\ &= 40 - \sqrt{40^2 - \frac{2[1,15 \times 1 \times 30 \times 10^5 - 1,1 \times 3600 \times 12,3(40 - 5)]}{1 \times 175 \times 30}} = 9,4 \text{ cm} \end{aligned}$$

vì $x = 9,4 \text{ cm} < \xi_R h_0 = 0,5 \times 40 = 20 \text{ cm}$, nên diện tích mặt cắt cốt thép chịu kéo trong cánh được xác định theo công thức (30):

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x + m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a}{m_a \cdot R_a}$$

$$F_a = \frac{1 \times 175 \times 30 \times 9,4 + 1,1 \times 3600 \times 12,3}{1,1 \times 3600} = 24,7 \text{ cm}^2$$

Lấy $F_a = 24,6 \text{ cm}^2$ (4 ϕ 28 nhóm A- III)

Ví dụ 16: Cho bộ phận bê tông cốt thép, mặt cắt hình chữ T, với các kích thước,

$h = 70 \text{ cm}$, $b'_n = 70 \text{ cm}$, $h'_n = 10 \text{ cm}$.

$b = 30 \text{ cm}$; $a = a' = 5 \text{ cm}$; $h_0 = 65 \text{ cm}$

Bê tông M.200: $R_{np} = 90 \text{ KG/cm}^2$, $m_b = 1$ (bảng 6)

Cốt thép nhóm A- III: $R_a = R_{ac} = 3600 \text{ KG/cm}^2$

$m_a = 1,1$ (bảng 13). Diện tích mặt cắt cốt thép chịu nén $F'_a = 4,52 \text{ cm}^2$ (4 ϕ 12), cốt thép chịu kéo $F_a = 24,1 \text{ cm}^2$ (3 ϕ 32).

Mômen uốn tính toán từ phía bản bụng (sườn) $M = 45 \text{ Tm}$. Công trình cấp III: $K_H = 1,15$; tổ hợp tải trọng cơ bản, $n_c = 1$.

Yêu cầu: kiểm tra độ bền của mặt cắt

Tính toán:

Xác định vị trí đường giới hạn vùng chịu nén từ điều kiện ở điều 3.24.

$$m_a \cdot R_a \cdot F_a > m_b \cdot R_{np} \cdot b'_n \cdot h'_n + m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a$$

$$1,1 \times 3600 \times 24,1 > 1 \times 90 \times 70 \times 10 + 1,1 \times 3600 \times 4,52$$

$$95500 > 80800$$

Tức là đường giới hạn vùng chịu nén đi qua bản bụng (sườn). Chiều cao vùng chịu nén được xác định theo công thức (47)

$$x = \frac{m_a \cdot R_a \cdot F_a - m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a - m_b \cdot R_{np} \cdot (b'_n - b) \cdot h'_n}{m_a \cdot R_{np} \cdot b}$$

$$x = \frac{1 \times 3600 \times 24,1 - 1,1 \times 3600 \times 4,52 - 1 \times 90 \cdot (70 - 30) \times 10}{1,1 \times 90 \times 30} = 15,4 \text{ cm}$$

vì $x < \xi_R h_0 = 0,6 \times 65 = 39 \text{ cm}$, nên độ bền của mặt cắt được kiểm tra theo công thức (42):

$$K_H \cdot n_c \cdot M \leq m_b \cdot R_{np} \cdot b x (h_0 - 0,5x) + m_b \cdot R_{np} \cdot (b'_n - b) h'_n (h_0 - 0,5h'_n) + m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a (h_0 - a')$$

$$1,15 \times 1 \times 45 \cdot 10^5 < 1 \times 90 \times 30 \times 15,4 (65 - 0,5 \times 15,4) + 1 \times 90 (70 - 30) \times 10 (65 - 0,5 \times 10) + 1,1 \times 360 \times 4,52 (65 - 5).$$

$$51,75 < 55,2$$

Như vậy độ bền của mặt cắt được đảm bảo.

CÁC BỘ PHẬN CHỊU NÉN LỆCH TÂM

- 3.25. Việc tính toán các mặt cắt có hình đối xứng bất kỳ của các bộ phận bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm phải được thực hiện theo những công thức sau:

$$K_{H \cdot n_c} \cdot n_c \cdot e \leq m_b R_{np} \cdot S_b + m_a R_{ac} \cdot S_a \quad 51 (16)$$

$$K_{H \cdot n_c} \cdot N = m_b R_{np} \cdot F_b + m_a R_{ac} \cdot F'_a - m_a R_a \cdot F_a \quad 52 (17)$$

3.26. Những bộ phận chịu nén lệch tâm có mặt cắt hình chữ nhật phải được tính toán:

- Khi $\xi \leq \xi_R$ theo công thức 53 (18); 54(19)

$$K_{H \cdot n_c} \cdot N \cdot e \leq m_b R_{np} \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + m_a R_{ac} \cdot F'_a (h_0 - a') \quad 53(18)$$

$$K_{H \cdot n_c} \cdot N = m_b R_{np} \cdot b \cdot x + m_a R_{ac} \cdot F'_a - m_a R_a \cdot F_a \quad 54(19)$$

- Khi $\xi > \xi_R$ theo công thức 53 (18) và các công thức:

$$K_{H \cdot n_c} \cdot N = m_b R_{np} \cdot b \cdot x + m_a R_{ac} \cdot F'_a - m_a \sigma_a \cdot F_a \quad 55(20)$$

$$\sigma_a = \left[2 \cdot \frac{1 - \frac{x}{h_0}}{1 - \xi_R} - 1 \right] \times R_a \quad 56(21)$$

với bê tông mác M400 và thấp hơn

3.27. Việc tính toán những bộ phận chịu nén lệch tâm có độ mảnh $\frac{l_0}{r} \geq 35$, còn các bộ phận mặt cắt hình chữ nhật có $\frac{l_0}{h} \geq 10$ phải được tiến hành có tính đến uốn dọc trong mặt phẳng lệch tâm của lực dọc cũng như trong mặt phẳng thẳng góc với nó.

Chú thích: - Có thể không cần thực hiện tính toán ngoài mặt phẳng lệch tâm của lực dọc nếu độ mảnh của bộ phận $\frac{l_0}{r}$ (với mặt cắt chữ nhật là $\frac{l_0}{h}$) trong mặt phẳng lệch tâm lớn hơn độ mảnh trong mặt phẳng thẳng góc với nó.

Ảnh hưởng của uốn dọc được xét tới bằng cách nhân độ lệch tâm của lực dọc so với trọng tâm của mặt cắt $e_0 = \frac{M}{N}$ với hệ số η .

η được xác định theo công thức:

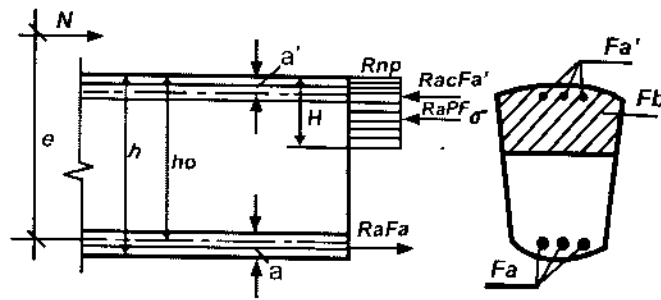
$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{kp}}} \quad (57)$$

Trong đó:

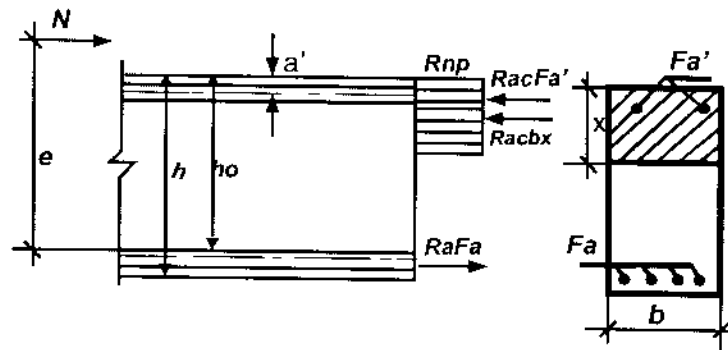
N_{kp} – lực tới hạn quy ước được tính theo công thức sau:

$$N_{kp} = \frac{6,4 \cdot E_b}{l_0^2} \cdot \left[\frac{J}{K_g} \left(\frac{0,11}{0,1+t} + 0,1 \right) + n \cdot J_a \right] \quad (58)$$

Trong đó K_g – hệ số tính đến ảnh hưởng của tác dụng lâu dài của tải trọng tới uốn dọc của bộ phận ở trạng thái giới hạn lấy bằng:



Hình 10 – Sơ đồ nội lực và biểu đồ ứng suất trong mặt cắt thẳng góc với trục dọc của bộ phận bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm. Khi tính toán nó theo độ bền



Hình 11 – Sơ đồ nội lực và biểu đồ ứng suất trong mặt cắt thẳng góc với trục dọc của bộ phận bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm có mặt cắt hình chữ nhật khi tính theo độ bền.

$$K_g = 1 + \frac{M_l^g}{M_l} \quad (59)$$

Trong đó: M_l và M_l^g lần lượt là mômen do tác dụng của toàn bộ tải trọng (thường xuyên, dài hạn và tạm thời ngắn hạn) và do tác dụng của tải trọng thường xuyên và dài hạn lấy đối với trục đi qua trọng tâm của hàng cốt thép ngoài cùng ở gần mặt cạnh chịu kéo hoặc chịu nén ít hơn và song song với mặt cạnh đó.

t – hệ số, bằng $\frac{l_0}{h}$ nhưng không được nhỏ hơn trị số t_{min}

$$t_{min} = 0,50 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,001 \cdot m_b \cdot R_{np}; \quad (60)$$

$$n = \frac{E_a}{E_b}$$

Ở đây R_{np} tính bằng KG/cm^2 .

Đối với mặt hình chữ nhật, công thức 58 có dạng:

$$N_{kp} = \frac{1,6 \cdot E_b \cdot b \cdot h}{\left(\frac{l_0}{h}\right)^2} \cdot \left[\left(\frac{0,11}{0,1 + t} + 0,1 \right) + n \cdot v \cdot \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right] \quad (61)$$

- Hệ số tổng cốt thép, bằng:

$$\mu = \frac{F_a + F'_a}{b \cdot h}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b}$$

Khi $N > N_{kp}$, phải tăng kích thước của mặt cắt. Không cần xét đến ảnh hưởng của uốn dọc trong các trường hợp sau:

a) Đối với mặt cắt có hình dạng bất kỳ: khi $\frac{l_0}{r} < 3,5$;

b) Đối với mặt cắt hình chữ nhật: khi $\frac{l_0}{b} < 10$

c) Đối với mặt cắt hình tròn và hình vành khăn: khi $\frac{l_0}{d} < 8$.

d) Đối với mặt cắt hình chữ T (I): khi $\frac{l_0}{h} < 35 \nu$. Trị số hệ số ν lấy theo bảng 19

Bảng 19

$\frac{h'_n}{h}$	Trị số ν khi $\frac{b'_n}{b}$ bằng					
	2	3	5	10	15	20
0,1	0,3	0,33	0,32	0,31	0,29	0,27
0,2	0,3	0,31	0,29	0,26	0,23	0,21
0,3	0,3	0,30	0,27	0,23	0,20	0,19
0,4	0,29	0,28	0,25	0,21	0,19	0,18
0,5	0,27	0,26	0,23	0,20	0,19	

Nếu độ lệch tâm thiết kế của lực dọc bằng không ($=0$) thì lấy trị số l_0 bằng trị số độ lệch ngẫu nhiên l_0^c . Trong mọi trường hợp l_0^c không được nhỏ hơn một trong các trị số sau: $\frac{1}{600}$ toàn chiều dài của bộ phận hoặc phần chiều dài của bộ phận đang tính toán (giữa các điểm liên kết);

$\frac{1}{300}$ chiều cao mặt cắt của bộ phận 1 cm.

Bảng 20

Đặc trưng liên kết của bộ phận	Chiều dài tính toán l_0
1. Khi cả 2 đầu bị ngàm hoàn toàn	0,51
2. Khi 1 đầu ngàm hoàn toàn, 1 đầu khớp cố định	0,71
3. Khi 2 đầu dầm khớp cố định	1
4. Khi một đầu ngàm hoàn toàn, 1 đầu tự do	21
Chú thích. 1 - chiều dài hình học của bộ phận	

TÍNH TOÁN MẶT CẮT HÌNH CHỮ NHẬT (hình 11)

3.28. Việc xác định số lượng cốt thép dọc được tiến hành như sau:

Xác định chiều cao vùng chịu nén của bê tông từ điều kiện:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 \cdot K_H \cdot n_c \cdot N \cdot e}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} \quad (62)$$

trong đó: $e = e_0 \cdot \eta + \frac{h}{2} - a$ (xem điều 3.27)

1) Trường hợp $x < 2a'$ và $\xi < \xi_R$: tiến hành tính toán như mặt cắt có cốt thép đơn ($F'_a = 0$), theo công thức:

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x - K_H \cdot n_c \cdot N}{m_a \cdot R_a} \quad (63)$$

2) trường hợp $2a' \leq x \leq \xi_R \cdot h_0$: khi đã biết diện tích cốt thép chịu nén thực tế $F'_{a\phi}$ thì chiều cao vùng chịu nén của bê tông được tính chính xác lại theo công thức:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2[K_H \cdot n_c \cdot N \cdot e - m_a R_{ac} \cdot F'_{a\phi} (h_0 - a')]}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}}$$

Diện tích cốt thép dọc chịu kéo được xác định từ điều kiện (54), giải ứng với F_s :

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x + m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_{a\phi} - K_H \cdot n_c \cdot N}{m_a \cdot R_a} \quad (64)$$

Nếu không biết mặt cắt cốt thép chịu nén F'_a hoặc $F'_a = F_a$ (mặt cắt có cốt thép đối xứng) thì diện tích cốt thép dọc được phép xác định theo công thức:

$$F_a = \frac{K_H \cdot n_c \cdot N \cdot e}{m_a \cdot R_a \cdot (h_0 - a')} \quad (65)$$

3) Trường hợp $x > \xi_R \cdot h_0$: phải tăng mặt cắt, nâng mức bê tông, hoặc bố trí cốt thép chịu nén với số lượng:

$$F'_a = \frac{K_H \cdot n_c \cdot N \cdot e - m_b \cdot R_{np} \cdot \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) \cdot b \cdot h_0^2}{m_a \cdot R_{ac} \cdot (h_0 - a')} \quad (66)$$

và diện tích cốt thép dọc chịu kéo trong trường hợp này được tính toán theo công thức:

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot \xi_R \cdot b \cdot h_0 + m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a - K_H \cdot n_c \cdot N}{m_a \cdot R_a} \quad (67)$$

Nếu F_a tính theo công thức 67 là số âm thì nó được lấy nhỏ nhất theo cấu tạo còn diện tích cốt thép chịu nén F'_a có thể được giảm đi và xác định theo công thức sau:

$$F'_a = \frac{K_H \cdot n_c \cdot N \cdot e - m_b \cdot R_{np} \cdot \xi_R (1 - 0,5 \xi_0) \cdot b \cdot h_0^2}{m_a \cdot R_{ac} \cdot (h_0 - a')} \quad (68)$$

Trong đó $\xi_0 = 0,85 + 0,0008 m_b \cdot R_{np}$

Nếu vì lí do cấu tạo phải lấy diện tích thực của cốt thép chịu nén $F'_{a\phi}$ nhỏ hơn F'_a tính được từ công thức (66) thì diện tích mặt cắt cốt thép chịu kéo F_a phải được xác định theo công thức (55)

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x + m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_{a\phi} - K_H \cdot n_c \cdot N}{m_a \cdot \sigma_a}$$

Trong đó: $\sigma_a = (1 - \frac{x}{h_0} - \frac{\xi_R}{1 - \xi_R}) R_a$

Nếu σ_a và F_a là số âm thì có nghĩa là cốt thép chịu nén $F'_{a\phi}$ không đủ cần phải tăng mặt cắt, hoặc nâng mức bê tông.

Nếu σ_a là số âm, F_a là số dương thì cốt thép F_a sẽ được đặt theo cấu tạo.

3.29. Khi lựa chọn cốt thép dọc có thể dựa vào bảng 18 theo cách sau:

Tính trị số A_0 :

$$A_0 = \frac{K_H \cdot n_c \cdot N \cdot e}{m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot h_0^2} \quad (69)$$

Nếu $A_0 \leq A_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R)$ thì theo tính toán không cần đặt cốt thép chịu nén. Từ trị số A_0 , theo bảng 18, ta tìm được γ , sau đó tính F_a :

$$F_a = \frac{K_H \cdot n_c \cdot N}{m_a \cdot R_a} \cdot \left(\frac{e}{\gamma \cdot h_0} - 1 \right) \quad (70)$$

Nếu $A_0 > A_R$ phải tăng mặt cắt, hoặc phải bố trí cốt thép chịu nén được xác định theo công thức (66) và cốt thép chịu kéo được xác định theo công thức (67)

3.30. Việc kiểm tra độ bền của mặt cắt hình chữ nhật có cốt thép đơn được tiến hành tùy thuộc vào chiều cao vùng chịu nén x được tính theo công thức 63*:

$$x = \frac{K_H \cdot n_c \cdot N + m_a \cdot R_a \cdot F_a}{m_b \cdot R_{np} \cdot b} \quad (63^*)$$

Theo các cách sau đây:

1) Khi $x \leq \xi_R \cdot h_0$ dùng điều kiện:

$$K_H \cdot n_c \cdot N \leq m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) \quad (71)$$

2) Khi $x > \xi_R \cdot h_0$ dùng điều kiện:

$$K_H \cdot n_c \cdot N \leq m_b \cdot R_{np} \cdot \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) \cdot b \cdot h_0^2 \quad (72)$$

Khi điều kiện (72) không được thoả mãn thì phải tăng mặt cắt, nâng mức bê tông hoặc đặt cốt thép chịu nén theo điều 3-28.

3.31. Việc kiểm tra độ bền của mặt cắt hình chữ nhật có cốt thép kép được tiến hành tùy thuộc vào chiều cao vùng chịu nén x tính theo công thức 54*(19)

$$x = \frac{K_H \cdot n_c \cdot N + m_a \cdot R_a \cdot F_a - m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a}{m_b \cdot R_{np} \cdot b} \quad 54^* (19)$$

Theo các cách sau đây:

1) khi $x \leq \xi_R \cdot h_0$, dùng điều kiện 53 (18):

$$K_H \cdot n_c \cdot N \cdot e \leq m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x (h_0 - 0,05x) + m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a (h_0 - a')$$

2) khi $x > \xi_R \cdot h_0$, dùng điều kiện (66):

$$K_H \cdot n_c \cdot N \cdot e \leq m_b \cdot R_{np} \cdot \xi_R \cdot (1 - 0,5\xi_R) b h_0^2 + m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a (h_0 - a') \text{ hoặc dùng điều kiện:}$$

$$K_H \cdot n_c \cdot N \cdot e \leq m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x_1 (h_0 - 0,5x_1) + m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a (h_0 - a') \quad (73)$$

Trong đó:

$$x_1 = \frac{K_H \cdot n_c \cdot N + \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} \cdot m_a \cdot R_a \cdot F_a - m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a}{m_b \cdot R_{np} \cdot b + \frac{2m_a \cdot R_a \cdot F_a}{h_0(1 - \xi_R)}} \quad (74)$$

Khi các điều kiện (66) và (73) không được thực hiện thì phải tăng mặt cắt hoặc nâng mức bê tông.

TÍNH TOÁN MẶT CẮT HÌNH CHỮ T (CHỮ I)

3.32. Việc tính toán các bộ phận chịu nén lệch tâm có mặt cắt hình chữ T (hoặc chữ I) được tiến hành tùy thuộc vào vị trí giới hạn vùng chịu nén:

a) Nếu đường giới hạn vùng chịu nén nằm trong phạm vi bản cánh (hình 9a) nghĩa là khi thỏa mãn điều kiện:

$$K_H \cdot n_c \cdot N \cdot e \leq m_b \cdot R_{np} \cdot b'_n \cdot h'_n (h_0 - 0,5h'_n) + m_a \cdot R_{ac} \cdot (h_0 - a') \quad (75)$$

thì tiến hành tính toán như đối với mặt cắt hình chữ nhật có chiều rộng $b = b'_n$, theo các điều 3.26 + 3.31.

b) Nếu đường giới hạn vùng chịu nén cắt qua bản bụng (suôn) (hình 9b) nghĩa là điều kiện (75) không được thực hiện, thì việc tính toán phải được tiến hành theo điều kiện:

$$K_H \cdot N_c \cdot N \cdot e \leq m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + m_b \cdot R_{np} \cdot (b'_n - b) \cdot h'_n (h_0 - 0,5h'_n) + m_a \cdot R_{ac} \cdot F'_a (h_0 - a') \quad (76)$$

3.33. Việc chọn cốt thép dọc được tiến hành như sau:

Tính toán chiều cao vùng chịu nén của bê tông khi đặt cốt thép đơn theo công thức:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2K_H \cdot n_c \cdot N \cdot e}{m_b \cdot R_{np} \cdot b} + \frac{2h_n(b_n - b)(h_0 - 0,5h_n)}{b}} \quad (77)$$

khi $x \leq \xi_R \cdot h_0$, diện tích cần thiết của cốt thép chịu kéo được tính theo công thức:

$$F_u = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x + m_b \cdot R_{np} \cdot h'_n (b'_n - b) - K_H \cdot n_c \cdot N}{m_a \cdot R_a} \quad (78)$$

khi không biết diện tích mặt cắt cốt thép chịu nén, cho phép tính diện tích mặt cắt cốt thép chịu kéo theo công thức sau:

$$F_a = \frac{K_H \cdot n_c \cdot N \cdot e}{m_a \cdot R_a (h_0 - 0,5h_n')} \quad (79)$$

Sau đó chính xác hoá trị số F_a theo các công thức (80) và (81).

Khi đã biết cốt thép chịu nén $F'_{a\Phi}$, chiều cao vùng chịu nén được xác định theo công thức sau:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2K_H \cdot n_c \cdot N \cdot e}{m_b \cdot R_{np} \cdot b} + \frac{2h_n' (b_n' - b) (h_0 - 0,5h_n')}{b} + \frac{2m_a R_{ac} F'_{a\Phi} (h_0 - a')}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} \quad (80)$$

và khi $x \leq \xi_R \cdot h_0$:

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \left[bx + (b_n' - b) h_n' \right] + m_a R_{ac} F'_{a\Phi} - K_H \cdot n_c \cdot N}{m_a \cdot R_a} \quad (81)$$

Nếu theo công thức (77) và (80) chiều cao vùng chịu nén tính được $x > \xi_R \cdot h_0$ thì phải tăng mật cốt, nâng mức bê tông hoặc đặt cốt thép chịu nén với số lượng:

$$F_a' = \frac{K_H \cdot n_c \cdot N \cdot e - m_b \cdot R_{np} \xi_R (1 - 0,5\xi_R) b h_0^2 - m_b \cdot R_{np} (b_n' - b) h_n' (h_0 - 0,5h_n')}{m_a \cdot R_{ac} \cdot (h_0 - a')} \quad (82)$$

Diện tích cốt thép chịu kéo được xác định theo công thức (81) khi $x = \xi_R \cdot h_0$.

Nếu F_a tính ra là 1 số âm thì đặt nó theo cấu tạo, hoặc chính xác hoá theo điều kiện:

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \left[bx + (b_n' - b) h_n' \right] + m_a \cdot R_{ac} F'_{a\Phi} - K_H \cdot n_c \cdot N}{m_a \sigma_a} \quad (83)$$

Trong đó: x tính theo công thức (80) còn:

$$\sigma_a = \left(2 \cdot \frac{1 - \frac{x}{h_0}}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_a \quad (86)$$

Nếu σ_a và F_a là số âm thì cốt thép chịu nén $F'_{a\Phi}$ chưa đủ, cần tăng mật cốt hoặc nâng mức bê tông.

Nếu F_a là số dương, còn σ_a là số âm thì cốt thép F_a đặt theo cấu tạo.

3.34. Việc kiểm tra độ bền của mặt cắt hình chữ T (chữ I) có cốt thép đơn được tiến hành:

a) khi $K_H \cdot n_c \cdot N + m_a \cdot R_a \cdot F_a \leq m_b \cdot R_{np} \cdot b'_n \cdot h'_n$ như đối với mặt cắt hình chữ nhật có chiều rộng $b = b'_n$ theo điều kiện 3.30.

b) khi $K_H \cdot n_c \cdot N + m_a \cdot R_a \cdot F_a > m_b \cdot R_{np} \cdot b'_n \cdot h'_n$ thì, tùy thuộc vào chiều cao vùng chịu nén tính theo công thức (78) viết dưới dạng:

$$x = \frac{K_H \cdot n_c \cdot N + m_a \cdot R_a \cdot F_a - m_b \cdot R_{np} (b'_n - b) h'_n}{m_b \cdot R_{np} \cdot b} \quad (78)$$

1) nếu $x \leq \xi_R \cdot h_0$, dùng điều kiện:

$$K_H \cdot n_C \cdot N \cdot e \leq m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + m_b \cdot R_{np} (b_n' - b) h_n' (h_0 - 0,5 h_n') \quad (84)$$

2) nếu $x > \xi_R h_0$, dùng điều kiện:

$$K_H \cdot n_C \cdot N \cdot e \leq m_b \cdot R_{np} \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) b \cdot h_0^2 + m_b \cdot R_{np} (b_n' - b) h_n' (h_0 - 0,5 h_n') \quad (85)$$

Khi điều kiện (85) không được thực hiện thì phải tăng mặt cắt, nâng mức bê tông hoặc bố trí cốt thép chịu nén theo điều kiện 3.33.

3.35. Việc kiểm tra độ bền của các bộ phận có mặt cắt hình chữ T (chữ I) có cốt thép kép được thực hiện:

a) Khi $K_H \cdot n_C \cdot N + m_a R_a F_a \leq m_b R_{np} \cdot b_n' \cdot h_n' + m_a \cdot R_{ac} \cdot F_a'$,

như đối với mặt cắt hình chữ nhật có chiều rộng $b = b_n'$ theo điều 3 - 31;

b) Khi $K_H \cdot n_C \cdot N + m_a R_a F_a > m_b \cdot R_{np} \cdot b_n' \cdot h_n' + m_a \cdot R_{ac} \cdot F_a'$,

thì tùy thuộc vào vùng chịu nén xác định theo công thức:

$$x = \frac{K_H n_C \cdot N + m_a \cdot R_a \cdot F_a - m_a \cdot R_{ac} \cdot F_a' - m_b R_{np} (b_n' - b) h_n'}{m_b \cdot R_{np} \cdot b} \quad (81)$$

1) Nếu $x \leq \xi_R h_0$, dùng điều kiện 76:

$$K_H \cdot n_C \cdot N \cdot e \leq R_{np} b x (h_0 - 0,5x) + m_b \cdot R_{np} (b_n' - b) h_n' (h_0 - 0,5 h_n') + m_a \cdot R_{ac} \cdot F_a' (h_0 - a');$$

2) Nếu $x > \xi_R h_0$, dùng điều kiện (82):

$$K_H \cdot n_C \cdot N \cdot e \leq m_b \cdot R_{np} \cdot \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) b h_0^2 + m_b \cdot R_{np} (b_n' - b) h_n' (h_0 - 0,5 h_n') + m_a R_{ac} F_a' (h_0 - a');$$

Hoặc dùng điều kiện:

$$K_H \cdot n_C \cdot N \cdot e \leq m_b \cdot R_{np} \cdot b x_1 (h_0 - 0,5 x_1) + m_b \cdot R_{np} (b_n' - b) h_n' (h_0 - 0,5 h_n') + m_a \cdot R_{ac} \cdot F_a' (h_0 - a') \quad (86)$$

Trong đó:

$$x_1 = \frac{K_H \cdot n_C \cdot N + \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} \cdot m_a R_a F_a - m_a R_{ac} F_a' - m_b R_{np} (b_n' - b) h_n'}{m_b \cdot R_{np} \cdot b + \frac{2 m_a \cdot R_a \cdot F_a}{h_0 (1 - \xi_R)}} \quad (87)$$

Khi các điều kiện (82) và (86) không được thực hiện thì phải tăng mặt cắt, nâng mức bê tông.

NHỮNG VÍ DỤ TÍNH TOÁN

Ví dụ 17:

Cho bộ phận bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm có mặt cắt hình chữ nhật, $h = 2m$, $h_0 = 1,85m$, $a = a' = 0,15m$.

$b = 1m$. Các lực tính toán: $M = 156 T.m$, $N = 48 T$; bê tông M200;

$R_{np} = 90 KG/cm^2$, $m_b = 1,15$ (bảng 6).

Cốt thép nhóm A-III : $R_a = 3600 KG/cm^2$,

$m_a = 1,15$ (bảng 13). Công trình cấp I: $K_{lt} = 1,25$.

Tổ hợp tải trọng cơ bản $n_0 = 1$; độ mảnh $\frac{l_0}{h} < 10$;

($\eta = 1,0$). Yêu cầu tính toán diện tích mặt cắt cốt thép dọc.

Tính toán:

Xác định độ lệch tâm

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{156}{48} = 3,25m$$

$$e = e_0 \eta + \frac{h}{2} - a = 3,25 \cdot 1 + \frac{2}{2} - 0,15 = 4,1m.$$

Xác định chiều cao vùng chịu nén của bê tông, không tính đến cốt thép chịu nén, theo công thức (62)

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2K_H \cdot n_c \cdot N \cdot e}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} = 185 - \sqrt{34230 - \frac{2 \times 1,25 \times 1 \times 48 \times 4,1 \times 10^5}{1,15 \times 90 \times 100}} = 13,3 \text{ cm}$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{13,3}{185} = 0,07 < \xi_R = 0,6$$

vì $x = 13,3 \text{ cm} < 2a' = 30 \text{ cm}$ nên diện tích mặt cắt cốt thép chịu kéo được xác định theo điều kiện (63)

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x - K_H \cdot n_c \cdot N}{m_a \cdot R_a} = \frac{1,15 \times 90 \times 100 \times 13,3 - 1,25 \times 1 \times 48 \times 10^3}{1,15 \cdot 3600} = 18,6 \text{ cm}^2$$

Chọn 3 $\phi 28 - A - III$ ($18,5 \text{ cm}^2$)

Ví dụ 18:

Cho bộ phận bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm có mặt cắt hình chữ nhật, $h = 2m$; $h_0 = 1,90m$; $a' = 0,15m$; $a = 0,1m$; $b = 1m$.

Nội lực tính toán $M = 810 \text{ T.m}$; $N = 660T$; bê tông M200: $R_{np} = 90 \text{ KG/cm}^2$; $m_0 = 1,15$ (bảng 6). Cốt thép nhóm A - II: $R_a = 2700 \text{ KG/cm}^2$.

$m_a = 1,15$ (bảng 13). Công trình cấp I: $K_H = 1,25$;

Tổ hợp tải trọng cơ bản: $n_c = 1$; độ mảnh của bộ phận $\frac{l_0}{h} < 10$ ($\eta = 1$).

Yêu cầu:

Tính toán diện tích mặt cắt cốt thép dọc.

Tính toán: xác định độ lệch tâm.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{810}{660} = 1,23m$$

$$e = e_0 \eta + \frac{h}{2} - a = 1,23 \times 1 + \frac{2}{2} - 0,10 = 2,13m.$$

Xác định chiều cao vùng chịu nén của bê tông như mặt cắt có cốt thép đơn theo điều kiện (62)

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2K_H \cdot n_c \cdot N \cdot e}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} = 1,90 - \sqrt{3,61 - \frac{2 \times 1,25 \times 1 \times 660 \times 2,13 \cdot 10^3}{1,15 \times 90 \times 1}} = 1,44m$$

Vì $x = 1,44 > \xi_R h_0 = 0,6 \times 1,90 = 1,14$ nên theo điều kiện 3.28 phải tăng mặt cắt, nâng mức bê tông, hoặc đặt cốt thép chịu nén với số lượng bằng:

$$F_a' = \frac{K_H \cdot n_C \cdot N \cdot e - m_b \cdot R_{np} \cdot \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) b h_0^2}{m_a \cdot R_{ac} \cdot (h_0 - a')} \\ = \frac{1,25 \times 1 \times 660 \times 10^3 \times 2,13 - 1,15 \times 90 \times 0,6 (1 - 0,5 \times 0,6) 1 \times 1,9^2}{1,15 \times 2700 (1,9 - 0,15)} = 35 \text{ cm}^2$$

Cốt thép chịu kéo được tính theo công thức (67):

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot \xi_R \cdot b \cdot h_0 + m_a \cdot R_{ac} \cdot F_a' - K_H \cdot n_C \cdot N}{m_a \cdot R_a} \\ = \frac{1,15 \times 90 \times 0,6 \times 100 \times 190 + 1,15 \times 270 \times 35 - 1,25 \times 660 \times 10^3}{1,15 \times 2700} = 149 \text{ cm}^2$$

Chọn $F_a' = 40,7 \text{ cm}^2$ (4 ϕ 36 – A – II)

$F_a = 157,1 \text{ cm}^2$ (8 ϕ 50 – A – II).

Ví dụ 19:

Cho bộ phận bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm có mặt cắt hình chữ nhật,

$b = 50 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$; $a = a' = 4 \text{ cm}$,

$h_0 = 36 \text{ cm}$, bê tông M300: $R_{np} = 135 \text{ KG/cm}^2$,

$E_b = 290000 \text{ KG/cm}^2$; $m_b = 1$ (bảng 6)

Cốt thép nhóm A – III; $R_a = R_{ac} = 3600 \text{ KG/cm}^2$

$E_a = 2000000 \text{ KG/cm}^2$; $m_a = 1,1$ (bảng 13).

Diện tích mặt cắt cốt thép:

$F_a = 19,64 \text{ cm}^2$ (4 ϕ 25) và $F_a' = 9,82 \text{ cm}^2$ (2 ϕ 25).

Lực dọc và mômen uốn do các tải trọng thường xuyên và dài hạn $N = 16 \text{ T}$; $M = 20 \text{ Tm}$.

Chiều dài tính toán $l_0 = 8 \text{ m}$. Công trình cấp III;

$K_H = 1,15$, tổ hợp tải trọng cơ bản, $n_C = 1$.

Yêu cầu kiểm tra độ bền của mặt cắt.

Tính toán:

Xác định tỷ số $\frac{l_0}{h}$ và $\frac{l_0}{b}$ tỷ lệ với độ mảnh.

a) Trong mặt phẳng tác dụng của mômen $\frac{l_0}{h} = \frac{800}{40} = 20 > 10$.

b) Trong mặt phẳng thẳng góc với mặt phẳng tác dụng của mô men:

$\frac{l_0}{b} = \frac{800}{50} = 16 > 10$.

Độ mảnh trong mặt phẳng tác dụng của mômen (mặt phẳng lệch âm) lớn hơn độ mảnh trong mặt phẳng thẳng góc với nó và vượt quá trị số tối hạn.

Theo điều kiện 3-27, việc tính toán được thực hiện chỉ xét đến uốn dọc ở mặt phẳng tác dụng của mômen.

Tính toán N_{kp} theo công thức (61).

Muốn vậy ta hãy xác định:

$$\mu_n = \frac{F_a + F_a'}{bh} \times \frac{E_a}{E_b} = \frac{(19,64 + 9,82) \times 2000.000}{50 \times 40 \times 290000} = 0,1$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2000000}{16000} = 125 \text{ cm}$$

vì $t = \frac{l_0}{h} = \frac{125}{40} = 3,1 > t_{\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,001 m_b \cdot R_{np} = 0,5 - 0,01 \times \frac{800}{40} - 0,001 \times 1 \times 135 = 0,165$
nên lấy $t = 3,1$ vậy:

$$N_{kp} = \frac{1,6 E_b b h}{\left(\frac{l_0}{h}\right)^2} \left[\frac{\frac{0,11}{0,1+t} + 0,1}{3 \left(1 + \frac{M g_1}{M_1}\right)} + \mu_n \left(\frac{h_0 - a'}{h}\right)^2 \right] =$$

$$= \frac{1,6 \times 290.000 \times 50 \times 40}{\left(\frac{800}{40}\right)^2} \left[\frac{\frac{0,11}{0,1+3,1} + 0,1}{3 \left(1 + \frac{2 \times 10^6}{2 \times 10^6}\right)} + 0,1 \left(\frac{36 - 4}{40}\right)^2 \right] \times 10^{-3} = 200,3 \text{ tấn.}$$

Xác định hệ số η theo công thức:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{np}}} = \frac{1}{1 - \frac{16}{200,3}} = 1,087$$

Độ lệch tâm có kể đến độ uốn bằng:

$$e = l_0 \cdot \eta + \frac{h}{2} - a = 125 \times 1,087 + \frac{40}{2} - 4 = 151,9 \text{ cm.}$$

Chiều cao vùng chịu nén được xác định theo công thức 54 (19):

$$x = \frac{K_H \cdot n_C \cdot N + m_a \cdot R_a \cdot F_a - m_a \cdot R_{ac} \cdot F_a'}{m_b \cdot R_{np} \cdot b} = \frac{1,15 \times 1 \times 16000 + 1,1 \times 3600 \times 19,64 - 1,1 \times 3600 \times 9,82}{1 \times 135 \times 50} = 8,4 \text{ cm.}$$

Vì $x < \xi_R h_0 = 0,6 \times 36 = 21,6 \text{ cm}$ nên kiểm tra độ bền của mặt cắt theo điều kiện 53 (18):

$$m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5 \cdot x) + m_a \cdot R_{ac} \cdot F_a' (h_0 - a') \geq K_H \cdot n_C \cdot N \cdot e$$

$$[(1 \times 35 \times 50 \times 8,4 (36 - 0,5 \cdot 8,4) + 1,1 \times 3600 \times 9,82 \times (36 - 4))] \times 10^{-5} = 303 \text{ Tm} > 1,15 \times 1 \times 16 \times 1,519 = 27,9 \text{ Tm.}$$

Như vậy mặt cắt được đảm bảo về độ bền.

Ví dụ 20:

Cho một bộ phận bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm có mặt cắt hình chữ nhật,

$b = 60 \text{ cm}$, $h = 50 \text{ cm}$; $a = a' = 4 \text{ cm}$; $h_0 = 46 \text{ cm}$;

Bê tông M 300;

$R_{np} = 135 \text{ KG/cm}^2$, $m_b = 1$, bảng 6

$E_b = 290000 \text{ KG/cm}^2$. Cốt thép A – III đối xứng,

$R_a = R_{ac} = 3600 \text{ KG/cm}^2$. Lực dọc và mômen uốn do tải trọng thường xuyên và dài hạn $N = 70$ tấn, $M = 30 \text{ Tm}$. Chiều dài tính toán $l_0 = 6\text{m}$. Công trình cấp III: $K_H = 1,15$. Tổ hợp tải trọng cơ bản $n_C = 1$. Yêu cầu xác định diện tích mặt cắt cốt thép.

Tính toán:

$$\frac{l_0}{h} = \frac{600}{50} = 12 > 10, \quad \frac{l_0}{b} = \frac{600}{60} = 10$$

vì $\frac{l_0}{h} = 12 > \frac{l_0}{b}$ và $\frac{l_0}{h} > 10$ nên khi tính toán phải xét đến uốn dọc trong mặt phẳng lệch tâm.

Để xác định N_{kp} ta tính:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3000000}{70000} = 42,9 \text{ cm}$$

$$t = \frac{e_0}{h} = \frac{42,9}{50} = 0,86$$

$$t_{\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,001 m_b \cdot R_{np} = 0,5 - 0,01 \times \frac{600}{50} - 0,001 \times 1 \times 135 = 0,245$$

$$t = \frac{e_0}{h} > t_{\min}; \text{ vậy lấy } t = 0,86$$

vì không biết diện tích mặt cắt cốt thép nên trong lần tính gần đúng đầu tiên ta giả thiết $\mu = 0,02$.

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2000000}{290000} = 6,9$$

$$M_1 = M_1^s = 30 \text{ Tm}$$

$$\begin{aligned} N_{kp} &= \frac{1,6 E_b b h}{\left(\frac{l_0}{h} \right)^2} \left[\frac{\frac{0,11}{0,1+t} + 0,1}{3 \left(1 + \frac{M_1^s}{M_1} \right)} + 6,9 \cdot 0,02 \left(\frac{46-4}{50} \right)^2 \right] = \\ &= \frac{1,6 \times 290000 \times 60 \times 50}{\left(\frac{600}{50} \right)^2} \left[\frac{\frac{0,11}{0,1+0,86} + 0,1}{3(1+1)} + 6,9 \cdot 0,02 \left(\frac{46-4}{50} \right)^2 \right] 10^{-3} = 1283,4 \text{ tấn.} \end{aligned}$$

Xác định hệ số η

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{kp}}} = \frac{1}{1 - \frac{70}{1283,4}} = 1,058$$

Độ lệch tâm có tính đến uốn dọc bằng:

$$e = e_0 \cdot \eta + \frac{h}{2} - a = 42,9 \times 1,058 + \frac{50}{2} - 4 = 66,4 \text{ cm.}$$

Xác định chiều cao vùng chịu nén theo công thức 62:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2K_H \cdot n_c \cdot N \cdot e}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} = 46 - \sqrt{46^2 - \frac{2 \times 1,15 \times 1 \times 70.000 \times 66,4}{1 \times 135 \times 60}} = 17,8 \text{ cm.}$$

$$x = 17,8 > 2a' = 2 \times 4 = 8 \text{ cm}$$

$$x < \xi_R \cdot h_0 = 0,6 \times 46 = 27,6 \text{ cm.}$$

Diện tích mặt cắt cốt thép được định theo công thức (65):

$$F_a = F_a' = \frac{K_H \cdot n_c \cdot N \cdot e}{m_a \cdot R_a \cdot (h_0 - a')} = \frac{1,15 \times 1 \times 70.000 \times 66,4}{1,1 \times 3600 (46 - 4)} = 34 \text{ cm}^2$$

Từ đó:

$$\mu = \frac{F_a + F_a'}{b \times h} = \frac{34 + 34}{60 \times 50} = 0,022$$

Có nghĩa giả thiết $\mu = 0,02$ là phù hợp; ta chọn

$$F_a = F_a' = 37 \text{ cm}^2 \text{ (6}\phi 28 \text{ A - III).}$$

Ví dụ 21:

Cho một bộ phận bê tông cốt thép có mặt cắt hình chữ T.

$$B = 30 \text{ cm, } h = 80 \text{ cm; } b_n = 150 \text{ cm; } h_n = 15 \text{ cm,}$$

$$a = a' = 5 \text{ cm, } h_0 = 75 \text{ cm.}$$

Bê tông M300: $R_{np} = 135 \text{ KG/cm}^2$, $m_b = 1$ (bảng 6).

$E_b = 290000 \text{ KG/cm}^2$, cốt thép nhóm A - III:

$$R_a = R_{ac} = 3600 \text{ KG/cm}^2, E_a = 2000000 \text{ KG/cm}^2$$

$$m_a = 1,1 \text{ (bảng 13).}$$

Các mặt cắt tính toán:

Mặt cắt 1 - 1:

Mômen uốn làm căng bản cánh do tải trọng thường xuyên và dài hạn: $M^s = 50 \text{ Tm}$; do tải trọng tạm thời ngắn hạn: $M^k = 30 \text{ Tm}$.

Lực dọc do tải trọng thường xuyên và dài hạn: $N^s = 60 \text{ T}$; do tải trọng tạm thời ngắn hạn $N^k = 10 \text{ T}$.

Chiều dài tính toán $l_0 = 10 \text{ m}$. Công trình cấp III: $K_H = 1,15$. Tổ hợp tải trọng cơ bản $n_0 = 1$. Yêu cầu tính toán diện tích mặt cắt cốt thép chịu kéo.

Tính toán

Đối với mặt cắt 1-1 ta xác định diện tích mặt cắt cốt thép chịu kéo đặt ở bản sườn. Mặt cắt được tính toán như mặt cắt hình chữ T với bản cánh nằm trong vùng bị nén, kiểm tra điều kiện (41):

$$m_b \cdot R_{np} \cdot b_n' \cdot h_n' \left(h_0 - 0,5 h_n' \right) = 1 \times 135 \times 150 \times 15 (75 - 0,5 \times 15) \times 10^{-5} = 205 \text{ Tm} > K_H \cdot n_c \cdot M = 1,15 \times 1 \times 50 = 57,5 \text{ Tm}$$

Nghĩa là tính toán như mặt cắt hình chữ nhật có chiều rộng $b = b_n'$.

Chiều cao vùng chịu nén của bê tông được xác định theo công thức không tính đến cốt thép chịu nén:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2K_{Hj} n_c M}{m_b R_{np} b}} = 75 - \sqrt{75^2 - \frac{2 \times 1,15 \times 1 \times 50 \times 10^5}{1 \times 135 \times 150}} = 4,3 \text{ cm}$$

Như vậy $x < 2a' = 2 \times 5 = 10 \text{ cm}$

Diện tích mặt cốt thép chịu kéo được xác định theo công thức 28 không tính đến cốt thép chịu nén:

$$F_a = \frac{m_b R_{np} b x}{m_a R_a} = \frac{1 \times 135 \times 150 \times 4,3}{1,1 \times 3600} = 22 \text{ cm}^2$$

Ta lấy $F_a = 24,18 \text{ cm}^2$ (3 ϕ 32 – A – III).

Mặt cắt II – II:

Xác định cốt thép trong bản cánh theo các công thức dùng cho các bộ phận chịu nén lệch tâm có mặt cắt hình chữ nhật, vì bản cánh nằm trong vùng chịu kéo:

$$\frac{l_0}{h} = \frac{1000}{80} = 12,5 > 10,3 = 35v \text{ (xem bảng 19 điều 3-27)}$$

Khi tính toán phải kể đến uốn dọc của bộ phận. Đối với mặt cắt hình chữ T, N_{kp} được xác định theo công thức 58. Để xác định N_{kp} ta tính diện tích mặt cắt bê tông không tính đến diện tích cốt thép.

$$F_b = 150 \times 15 + 30 \times 65 = 4200 \text{ cm}^2.$$

Mômen tĩnh đối với mép dưới của bản cánh:

$$S_b = 150 \times 15 \times 7,5 + 30 \times 65 \times 47,5 = 109.500 \text{ cm}^3.$$

Khoảng cách từ mép dưới của bản cánh đến trọng tâm mặt cắt:

$$y = \frac{S_b}{F_b} = \frac{109500}{4200} = 26 \text{ cm}$$

Lực do tất cả các tải trọng bằng:

$$N = N^s + N^k = 60 + 10 = 70 \text{ tấn.}$$

$$M = M^s + M^k = 50 + 30 = 80 \text{ Tm.}$$

Xác định mômen ngoại lực đối với cốt thép chịu kéo khi có tất cả các tải trọng: thường xuyên và dài hạn.

$$M_1 = M + N(y_1 - a) = 80 + 70(0,26 - 0,05) = 94,7 \text{ Tm.}$$

$$M_1^s = M^s + N^s(y_1 - a) = 50 + 60 \times 0,21 = 62,6 \text{ Tm.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{8000000}{70000} = 114,3 \text{ cm.}$$

$$t = \frac{e_0}{h} = \frac{114,3}{80} = 1,43$$

$$t_{\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,001 \cdot m_b \cdot R_{np} = 0,5 - 0,01 \times \frac{1000}{80} - 0,001 \times 1 \times 135 = 0,24.$$

vì $t = \frac{e_0}{h} > t_{\min}$, nên lấy $t = 1,43$

Để xác định N_{kp} , ta định trước diện tích mặt cắt cốt thép chịu kéo $F_a = 50 \text{ cm}^2$.

- Mômen quán tính của mặt cắt bê tông bằng:

$$J = \frac{150 \times 15^3}{12} + 150 \times 15 (26 - 7,5)^2 + \frac{30 \times 65^3}{12} + 30 \times 65 \left(80 - 26 - \frac{65}{2} \right)^2 = 2400200 \text{ cm}^4.$$

- Mômen quán tính của mặt cắt cốt thép:

$$J_a = 24,18 (80 - 26 - 5)^2 + 50 (26 - 5)^2 = 80106 \text{ cm}^4$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2000000}{290000} = 6,9.$$

$$N_{kp} = \frac{6,4 E_b}{l_0^2} \left[\frac{J}{1 + \frac{M_1}{M_t}} \left(\frac{0,11}{0,1 + t} + 0,1 \right) + n J_a \right] =$$

$$= \frac{6,4 \times 290000}{1000^2} \left[\frac{2400200}{1 + \frac{62,6}{94,7}} \left(\frac{0,11}{0,1 + 1,43} + 0,1 \right) + 6,9 \times 80106 \right] = 3230 \text{ tấn.}$$

$$\text{Xác định hệ số } \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{kp}}} = \frac{1}{1 - \frac{70}{3230}} = 1,03.$$

$$e = e_0 \eta + y_1 - a = 114,3 \times 1,03 + 26 - 5 = 138,7 \text{ cm}$$

Chiều cao vùng chịu nén được xác định theo công thức có tính đến cốt thép chịu nén:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 [K_H \cdot n_c \cdot N \cdot e - m_a \cdot R_{ac} \cdot F_a' (h_0 - a')]}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} =$$

$$= 75 - \sqrt{75^2 - \frac{2 [1,15 \times 1 \times 70000 \times 138,7 - 1,1 \times 3600 \times 24,18 (75 - 5)]}{1 \times 135 \times 30}} =$$

$$= 16,6 \text{ cm} > 2a' = 10 \text{ cm.}$$

Vì $x < \xi_R \cdot h_0 = 0,6 \times 75 = 45 \text{ cm}$ nên diện tích mặt cắt cốt thép được xác định theo công thức (30):

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x + m_a \cdot R_{ac} \cdot F_a'}{m_a \cdot R_a} = \frac{1 \times 135 \times 30 \times 16,6 + 1,1 \times 3600 \times 24,18}{1,1 \times 3600} = 41,2 \text{ cm}^2$$

Ta chọn $F_a = 49,26$ (8φ28 – A – III).

Như vậy cũng gần đúng với giả thiết ban đầu $F_a = 50 \text{ cm}^2$.

Cuối cùng ta lấy cốt thép trong sườn bằng: $F_{asườn} = 24,18 \text{ cm}^2$ (3φ28 A – III), và trong bản cánh bằng $F_{acánh} = 49,26 \text{ cm}^2$ (8φ28 A – III).

BỘ PHẬN CHỊU KÉO ĐÚNG TÂM

- 3.36. Việc tính toán những bộ phận bê tông cốt thép chịu kéo đúng tâm phải được tiến hành theo công thức sau:

$$K_H \cdot n_C \cdot N \leq m_a \cdot R_a \cdot F_a \quad 88 \quad (22)$$

Việc tính toán độ bền chịu kéo của vỏ thép - bê tông cốt thép của các đường dẫn nước tròn chịu tác dụng của áp lực nước phân bố đều bên trong phải được tiến hành theo công thức:

$$K_H \cdot n_C \cdot N \leq m_a \cdot (R_a F_a + R \cdot F_0) \quad 89 \quad (23)$$

Trong đó:

N - nội lực trong vỏ do tác dụng của áp lực thủy tĩnh có tính đến thành phần thủy động; F_0 và R - lần lượt là diện tích mặt cắt và cường độ chịu kéo tính toán của vỏ thép, được xác định theo tiêu chuẩn thiết kế các kết cấu thép.

BỘ PHẬN CHỊU KÉO LỆCH TÂM

- 3.38. Việc tính toán các bộ phận bê tông cốt thép chịu kéo lệch tâm có hình dạng đối xứng bất kỳ phải được tiến hành:

a) Khi độ lệch tâm nhỏ, nếu N nằm trong khoảng giữa các hợp lực trong cốt thép (hình 12a) theo các công thức:

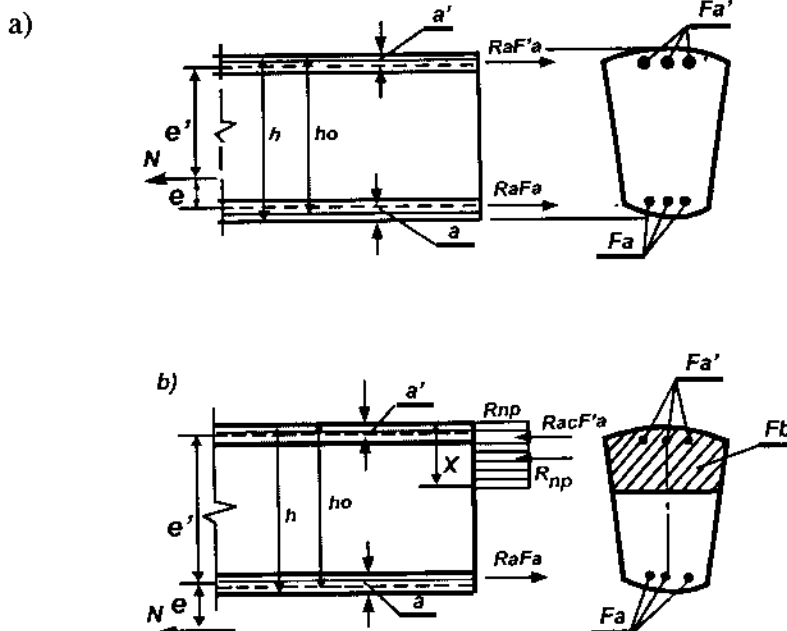
$$K_H \cdot n_C \cdot N \cdot e \leq m_a \cdot R_a \cdot S_a \quad 90 \quad (24)$$

$$K_H \cdot n_C \cdot N \cdot e' \leq m_a \cdot R_a \cdot S_a' \quad 91 \quad (25)$$

b) Khi độ lệch tâm lớn, nếu lực N nằm ngoài phạm vi giữa các hợp lực trong cốt thép (h.12b), theo các công thức:

$$K_H \cdot n_C \cdot N \cdot e \leq m_b \cdot R_{ap} \cdot S_b + m_a \cdot R_{ac} \cdot S_a \quad 92 \quad (26)$$

$$K_H \cdot n_C \cdot N = m_a \cdot R_a \cdot F_a - m_a \cdot R_{ac} \cdot F_a - m_b \cdot R_{np} \cdot F_b \quad 93 \quad (27)$$



Hình 12 - Sơ đồ nội lực và biểu đồ ứng suất trong mặt cắt thẳng góc với trục dọc của bộ phận bê tông cốt thép chịu kéo lệch tâm. Khi tính toán nó theo độ bền

a - Lực dọc N đặt ở giữa các hợp lực trong cốt thép A và A'

b - Lực dọc N nằm ngoài phạm vi giữa các hợp lực trong cốt thép A và A'

TÍNH TOÁN MẶT CẮT HÌNH CHỮ NHẬT

3.39. Việc tính toán các bộ phận bê tông cốt thép chịu kéo lệch tâm có mặt cắt hình chữ nhật phải được tiến hành:

a) Khi độ lệch tâm nhỏ, theo các công thức:

$$K_H \cdot n_C \cdot N \cdot e \leq m_a \cdot R_a \cdot F_a' (h_0 - a') \quad 94 (28)$$

$$K_H \cdot n_C \cdot N \cdot e' \leq m_a \cdot R_a \cdot F_a (h_0 - a') \quad 95 (29)$$

Trong đó: $e = \frac{h}{2} - e_0 - a$,

$$e' = e_0 + \frac{h}{2} - a';$$

b) Khi độ lệch tâm lớn, tùy thuộc vào tỷ số $\xi = \frac{x}{h_0}$ khi $\xi < \xi_R$, theo các công thức:

$$K_H \cdot n_C \cdot N \cdot e \leq m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + m_a \cdot R_{ac} \cdot F_a' (h_0 - a') \quad 96 (30)$$

$$K_H \cdot N_C \cdot N = m_a \cdot R_a \cdot F_a - m_a \cdot R_{ac} \cdot F_a' - m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x \quad 97 (31)$$

Khi $\xi > \xi_R$ cũng theo các công thức trên nhưng với $x = \xi_R \cdot h_0$.

3.40. Việc xác định số lượng cốt thép dọc trong các mặt cắt có độ lệch tâm lớn được tiến hành như sau:

Xác định chiều cao vùng chịu nén của bê tông theo điều kiện 62:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2K_H \cdot n_C \cdot N \cdot e}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}}$$

Trong đó: $e = l_0 - \frac{h}{2} + a$

Sau đó có thể có 3 trường hợp tính toán:

1) trường hợp $x < 2a'$ và $\xi < \xi_R$: tiến hành tính toán như đối với mặt cắt có cốt thép đơn ($F_a = 0$) theo công thức:

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x + K_H \cdot n_C \cdot N}{m_a \cdot R_a} \quad 98$$

2) trường hợp $2a' \leq x \leq \xi_R \cdot h_0$:

- nếu F_a đã cho trước chiều cao vùng chịu nén của bê tông được tính chính xác lại theo công thức:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2[K_H \cdot n_C \cdot N \cdot e - m_a \cdot R_{ac} \cdot F_a' \cdot (h_0 - a')]}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}}$$

Số lượng cốt thép dọc chịu kéo được xác định theo điều kiện 97 (31).

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x + m_a \cdot R_{ac} \cdot F_a' + K_H \cdot n_C \cdot N}{m_a \cdot R_a}; \quad 97 (31)$$

- nếu không biết mặt cắt cốt thép chịu nén F_a' hoặc $F_a' = F_a$ (cốt thép đối xứng) thì số lượng cốt thép dọc được phép xác định theo công thức sau:

$$F_a = \frac{K_H \cdot n_C \cdot N(e + h_0 - a')}{m_a \cdot R_a(h_0 - a')} \quad 99$$

3) trường hợp $x > \xi_R \cdot h_0$, phải tăng mặt cắt, nâng mức bê tông hoặc đặt cốt thép chịu nén với số lượng:

$$F_a' = \frac{K_H \cdot n_C \cdot N \cdot e - m_b \cdot R_{np} \cdot \xi_R (1 - 0,5\xi_R) b h_0^2}{m_a \cdot R_{ac} \cdot (h_0 - a')} \quad 66$$

và diện tích mặt cắt cốt thép chịu kéo được xác định theo điều kiện:

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot \xi_R \cdot b \cdot h_0 + m_a \cdot R_{ac} \cdot F_a' + K_H \cdot n_C \cdot N}{m_a \cdot R_a}; \quad 100$$

3.41. Khi chọn cốt thép dọc có thể dùng bảng 18 trong trường hợp này phải xác định A_0 theo công thức (69):

$$A_0 = \frac{K_H \cdot n_C \cdot N \cdot e}{m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot h_0^2}$$

Nếu $A_0 < A_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R)$ thì không cần cốt thép chịu nén theo tính toán. Tùy thuộc vào trị

số A_0 theo bảng 18, tìm được γ và tính:

$$F_a = \frac{K_H \cdot n_C \cdot N}{m_a \cdot R_a} \left(\frac{e}{\gamma h_0} + 1 \right) \quad 101$$

Nếu $A_0 > A_R$, cần tăng mật cốt hoặc đặt cốt thép chịu nén được xác định theo công thức 66 và cốt thép chịu kéo được xác định theo công thức 100.

- 3.42. Việc kiểm tra độ bền của mặt cắt hình chữ nhật có cốt thép đơn, khi độ lệch tâm lớn được tiến hành, tùy thuộc vào chiều cao vùng chịu nén của bê tông tính theo công thức (98):

$$x = \frac{m_a \cdot R_a \cdot F_a - K_H \cdot n_C \cdot N}{m_b \cdot R_{np} \cdot b},$$

Theo các cách sau:

- 1) khi $x < 0$; cần tăng diện tích mặt cắt cốt thép chịu kéo F_a ;
- 2) khi $0 < x < 2a'$, dùng điều kiện:

$$K_H \cdot n_C \cdot N(e + h_0 - 0,5x) \leq m_a \cdot R_a \cdot F_a (h_0 - 0,5x); \quad 102$$

- 3) khi $2a' \leq x \leq \xi_R \cdot h_0$, dùng điều kiện 71

$$K_H \cdot n_C \cdot N \leq m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x),$$

- 4) khi $x > \xi_R h_0$, dùng điều kiện 72:

$$K_H \cdot n_C \cdot N \cdot e \leq m_b \cdot R_{np} \cdot \xi_R (1 - 0,5\xi_R) b h_0^2$$

Khi điều kiện 72 không được thỏa mãn thì cần tăng mật cốt hoặc đặt cốt thép chịu nén theo điều 3.40.

- 3.43. Việc kiểm tra độ bền của mặt cắt hình chữ nhật có cốt thép khi độ lệch tâm lớn, được tiến hành, tùy thuộc vào chiều cao vùng chịu nén của bê tông tính theo công thức 97 (31).

$$x = \frac{m_a \cdot R_a \cdot F_a - m_a \cdot R_{ac} \cdot F_a' - K_H \cdot n_C \cdot N}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}$$

Theo các cách sau:

- 1) khi $x < 2a'$, theo điều kiện 99:

$$K_H \cdot n_C \cdot N(e + h_0 - a') \leq m_a \cdot R_a \cdot F_a (h_0 - a')$$

- 2) khi $2a \leq x < \xi_R h_0$, theo điều kiện 96 (30):

$$K_H \cdot n_C \cdot N \cdot e \leq m_b \cdot R_{np} \cdot b x (h_0 - 0,5x) + m_a \cdot R_{ac} \cdot F_a' (h_0 - a');$$

- 3) khi $x \geq \xi_R h_0$, theo điều kiện 66:

$$K_H \cdot n_C \cdot N \cdot e \leq m_b \cdot R_{np} \cdot \xi_R (1 - 0,5\xi_R) b h_0^2 + m_a \cdot R_{ac} \cdot F_a' (h_0 - a')$$

Khi điều kiện 66 không được thỏa mãn thì cần tăng mật cốt hoặc nâng mức bê tông.

Những ví dụ tính toán

Ví dụ 22:

Cho bộ phận bê tông cốt thép chịu kéo lệch tâm có mặt cắt hình chữ nhật, $h = 2m$, $h_0 = 1,85m$, $a = a' = 0,15m$; $b = 1$.

Các lực tính toán: lực kéo $N_p = 125T$; $M = 75 Tm$.

Bê tông M200: $R_{np} = 90 KG/cm^2$

$m_b = 1,15$ (bảng 6). Cốt thép nhóm A-III; $R_a = 3600 KG/cm^2$, $m_a = 1,15$ (bảng 13);

Công trình cấp I: $K_H = 1,25$ (điều 1.2); Tổ hợp tải trọng cơ bản $n_c = 1$ (điều 1.2). Yêu cầu xác định diện tích mặt cắt cốt thép dọc.

Tính toán

Xác định độ lệch tâm:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{75}{125} = 0,6m < \frac{h}{2} - a = 0,85m$$

Nghĩa là lực được đặt trong khoảng giữa các trọng tâm cốt thép F_a và F_a'

$$e' = e_0 + \frac{h}{2} - a' = 0,6 + 1 - 0,15 = 1,45m$$

$$e = \frac{h}{2} - e_0 - a = 1 - 0,6 - 0,15 = 0,25m$$

Diện tích mặt cắt cốt thép chịu kéo và chịu nén được xác định theo công thức 94 (28) và 95 (29):

$$F_a = \frac{K_H \cdot n_c \cdot N \cdot e'}{m_a \cdot R_a (h_0 - a')} = \frac{1,25 \times 1 \times 125 \times 1,45 \times 10^5}{1,15 \times 3600 (185 - 15)} = 32,3 cm^2$$

$$F_a' = \frac{K_H \cdot n_c \cdot N \cdot e}{m_a \cdot R_a (h_0 - a')} = \frac{1,25 \times 1 \times 125 \times 0,25 \times 10^5}{1,15 \times 3600 \times (185 - 15)} = 5,6 cm^2$$

Chọn $F_a = 34 cm^2$ (3,33 ϕ 36 A - III)

$F_a' = 6,7 cm^2$ (3,33 ϕ 16 A - III)

Ví dụ 23:

Cho bộ phận bê tông cốt thép chịu kéo lệch tâm có mặt cắt hình chữ nhật $h = 2m$; $h_0 = 1,85m$; $a = a' = 0,15m$, $b = 1m$. Các lực tính toán: lực kéo $N_p = 118,8 T$ (có tính đến áp lực ngược), $M = 224 Tm$.

Bê tông M200: $R_{np} = 90 KG/cm^2$, $m_b = 1,15$ (bảng 6).

Cốt thép nhóm A - II: $R_a = 2700 KG/cm^2$; $m_a = 1,15$ (bảng 13).

Công trình cấp II: $K_H = 1,2$ (điều 1.2); tổ hợp tải trọng thời kỳ xây dựng: $n_c = 0,95$ điều 1.2.

Yêu cầu xác định diện tích mặt cắt cốt thép dọc.

Tính toán

Xác định độ lệch tâm:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{224}{118,8} = 1,89m > \frac{h}{2} - a = 0,85m, \text{ nghĩa là lệch tâm lớn: lực } N_p \text{ đặt ngoài khoảng}$$

cách giữa các hợp lực trong cốt thép F_a và F_a'

$$e = e_0 - \frac{h}{2} + a = 1,89 - \frac{2}{2} + 0,15 = 1,04m$$

Chiều cao vùng chịu nén của bê tông được xác định theo điều kiện 62, như đối với mặt cắt có cốt thép đơn :

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2K_H \cdot n_c \cdot N \cdot e}{m_b \cdot R_{np} \cdot h}} = 185 - \sqrt{185^2 - \frac{2 \times 1,2 \times 0,95 \times 118,8 \times 1,04 \times 10^5}{1,15 \times 90}} = 6,2 \text{ cm.}$$

vì $x = 6,2 < 2a' = 30 \text{ cm} < \xi_R \cdot h_0 = 0,6 \cdot 185 = 111 \text{ cm}$

nên diện tích cần thiết của cốt thép chịu kéo được xác định theo công thức 98:

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b \cdot x}{m_a \cdot R_a} + \frac{K_H \cdot n_c \cdot N}{m_a \cdot R_a} = \frac{1,15 \times 90 \times 100 \times 6,2}{1,15 \times 2700} + \frac{1,2 \times 0,95 \times 119,8 \times 10^3}{1,15 \times 270} = 64,2 \text{ cm}^2$$

Chọn $65,5 \text{ cm}^2$ (3,33 ϕ 60 A – II)

Ví dụ 25:

Cho ống dẫn nước áp lực bằng thép – bê tông cốt thép. Có đường kính trong $D_i = 7,5 \text{ m}$, đường kính ngoài $D_n = 10,5 \text{ m}$ (hình 13).

Công trình cấp I: $K_H = 1,25$ (điều 1.2)

Tổ hợp tải trọng cơ bản: $n_c = 1$ (điều 1.2)

Cốt thép nhóm A – II: $R_a = 2700 \text{ KG/cm}^2$.

$M_{a2} = 1,15$ (bảng 13) vì dọc theo trục đường ống đặt nhiều hơn 10 thanh cốt thép vỏ trong ống bằng thép số hiệu 09 Г2 có $R_a = 2700 \text{ KG/cm}^2$; $m_{a3} = 0,8$ (bảng 13).

$$m_a = m_{a2} \times m_{a3} = 1,15 \times 0,8 = 0,92$$

Yêu cầu xác định diện tích mặt cắt cốt thép vòng và vỏ thép trong của đường ống.

Tính toán:

Tổng diện tích mặt cắt cốt thép vòng và vỏ thép trong của đường ống được xác định theo công thức 89 (23), với trong lần tính gần đúng đầu tiên lấy $R = R_a$ (trong trường hợp này $R_{09r2} = R_{AII} = 2700 \text{ KG/cm}^2$).

$$F = F_0 + F_a = \frac{K_H \cdot n_c \cdot N}{m_a \cdot R_a}$$

N – lực kéo trong 1 mét thành ống, được xác định theo công thức: $N = q \times r_0$,

Trong đó: r_0 – bán kính trong của ống dẫn nước, $r_0 = 3,75 \text{ m}$;

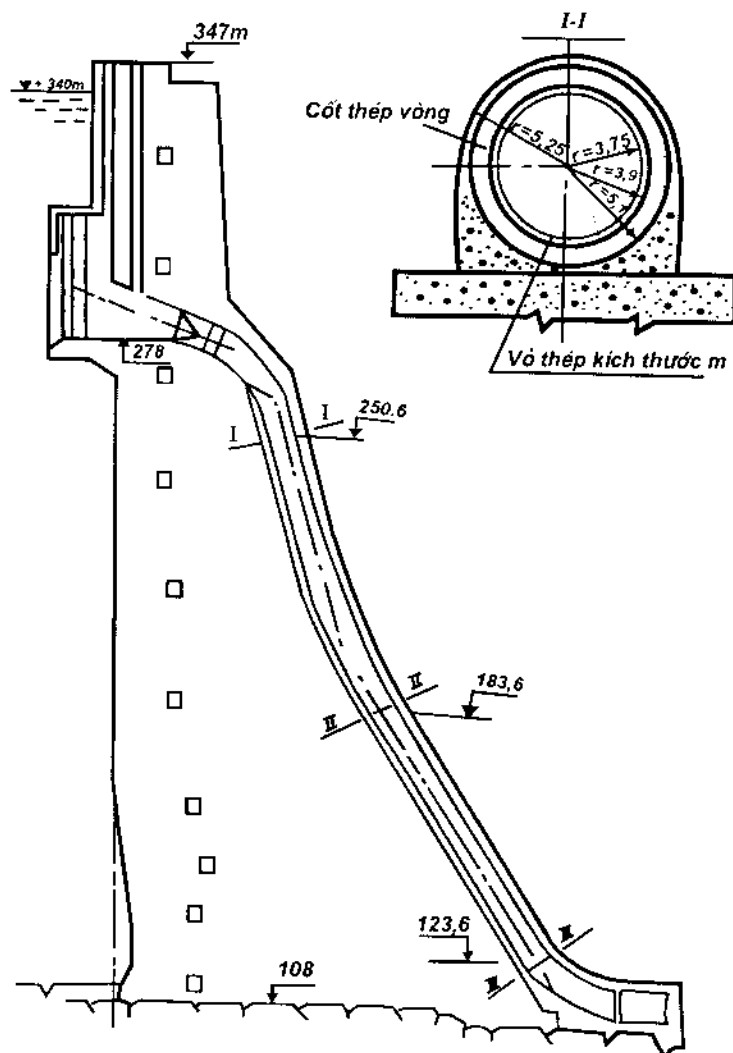
q – áp lực phân bố đều bên trong ống, bằng: $q = q_{cm} + nq_e$,

Trong đó:

q_{cm} – áp lực thủy tĩnh trong mặt cắt đang xét của đường ống, được xác định bởi chiều sâu ngập của mặt cắt đã cho dưới mực nước thượng lưu;

q_e – áp lực thủy động khi có hiện tượng nước va phát sinh trong quá trình đóng thiết bị hướng dòng;

n – hệ số vượt tải, đối với áp lực thủy động: $n = 1$



Hình 13. Kèm theo tính toán ống dẫn vào tuốc bin bằng thép - bê tông cốt thép
Kết quả tính toán được ghi trong bảng 21

Bảng 21

Mặt cắt	q_{cm} (T/m ²)	q_g (T/m ²)	$q=q_{cm}+q_g$	N (T/m)	F (cm ² /m)	F_0 (cm ² /m)	F_s (cm ² /m)
I - I	89,4	11,8	101,2	379,5	191	140	51
II - II	156,4	24,3	180,7	677,6	341	160	181
III - III	216,4	37,2	253,6	931	478,6	250	228,6

Với chiều dày của ống bằng 1,5m, hàm lượng cốt thép không vượt quá 1,5%.

TÍNH TOÁN THEO ĐỘ BỀN CÁC MẶT CẮT NGHIÊNG VỚI TRỤC DỌC CỦA BỘ PHẬN THEO TÁC DỤNG CỦA LỰC NGANG (LỰC CẮT)

Các nguyên tắc chung về tính toán các bộ phận có chiều cao không đổi.

- 3.44. Khi tính toán các mặt cắt nghiêng với trục dọc của bộ phận theo tác dụng của lực ngang phải tuân theo điều kiện sau:

$$K_H \cdot n_C \cdot Q \leq 0,25 \cdot m_{b3} \cdot R_{np} \cdot b \cdot h_0; \quad 103 \quad (32)$$

Trong đó:

b – chiều rộng nhỏ nhất của mặt cắt.

Trong trường hợp chiều rộng “ b ” thay đổi theo chiều cao của bộ phận, cho phép tính toán (trong các công thức 103 (32) và các công thức tiếp sau) với chiều rộng của bộ phận ở mức giữa của chiều cao của mặt cắt (không tính đến các bản cánh).

Khi điều kiện 103 (32) không được thoả mãn thì phải tăng mặt cắt hoặc nâng mức bê tông.

3.45. Không cần tính toán cốt thép ngang nếu như các điều kiện sau đây được thoả mãn:

a) Đối với các kết cấu bản, kết cấu làm việc không gian và trên nền đàn hồi;

$$K_H \cdot n_C \cdot Q \leq m_{b4} \cdot R_p \cdot b \cdot h_0; \quad 104 \quad (38)$$

b) Đối với tất cả các kết cấu còn lại:

$$K_H \cdot n_C \cdot Q \leq m_{b3} \cdot Q_b \quad 105 \quad (33)$$

$$\text{Trong đó: } Q_b = K \cdot R_p \cdot b \cdot h_0 \cdot \text{tg} \beta^{(*)} \quad 106 \quad (34)$$

Q_b – là lực ngang do bê tông vùng chịu nén trong mặt cắt nghiêng chịu;

K – hệ số bằng:

$$K = 0,5 + 2\xi \quad 107$$

Chiều cao tương đối của vùng chịu nén của mặt cắt ξ được xác định theo các công thức:

1) Đối với các bộ phận chịu uốn:

$$\xi = \frac{F_a}{b \cdot h_0} \cdot \frac{R_a}{R_{np}}; \quad 108 \quad (35)$$

2) Đối với các bộ phận chịu kéo lệch tâm và nén lệch tâm với độ lệch tâm lớn:

$$\xi = \frac{F_a}{b \cdot h_0} \cdot \frac{R_a}{R_{np}} \pm \frac{N}{b \cdot h_0 \cdot R_{np}}; \quad 109 \quad (36)$$

Trong đó:

- Dấu (+) dùng cho các bộ phận chịu nén lệch tâm;

- Dấu (-) dùng cho các bộ phận chịu kéo lệch tâm.

Góc giữa mặt cắt nghiêng và trục dọc của bộ phận β được xác định theo công thức:

$$\text{tg} \beta = \frac{2}{1 + \frac{M}{Q \cdot h_0}}; \quad 110 \quad (37)$$

Trong đó: M và Q là mômen uốn và lực ngang trong mặt cắt thẳng góc đi qua điểm cuối của mặt cắt nghiêng trong vùng chịu nén.

Trường hợp tải trọng phân bố các điểm cuối của các mặt cắt nghiêng được lấy như sau:

(*) Thông thường công thức 106 (34) được viết dưới dạng:

$$Q_b = \frac{K \cdot R_p \cdot b \cdot h_0^2}{c}$$

Trong đó: $c = \frac{h_0}{\text{tg} \beta}$ là chiều dài hình chiếu phần làm việc của mặt cắt nghiêng lên trục dọc của bộ phận.

Trong các bộ phận ngàm (trường hợp liên kết cứng giữa các bộ phận của khung, giữa các nhịp của dầm liên tục, v.v...) tại các giao điểm của các mặt chịu nén của bộ phận với các mặt ngàm (hình 14a, b).

trong các dầm gối tự do: dưới trọng tâm của các biểu đồ tải trọng tại các đoạn thay đổi mômen uốn một đầu từ $M = 0$ tới $|M| = |M|_{\max}$ (hình 14c);

Trong trường hợp có các lực tập trung, ngoài các mặt cắt nêu trên phải xem xét khả năng tạo thành các mặt cắt nghiêng có điểm cuối ở ngay dưới lực tập trung (hình 14a và c).

Trị số $tg\beta$ xác định theo công thức 110 (37) phải thoả mãn điều kiện $0,5 \leq tg\beta \leq 1,5$.

Nếu $tg\beta < 0,5$, lấy $tg\beta = 0,5$;

Nếu $tg\beta > 1,5$: trong công thức 106 (34) cho phép lấy $K = 1$ và $tg\beta = 1$ (nghĩa là $Q_b = P_b \cdot b \cdot n_c$).

Đối với những bộ phận có chiều cao $h \geq 60$ cm, phải giảm trị số Q_b được xác định theo công thức 106 (34) đi 1,2 lần.

Đối với các bộ phận chịu kéo lệch tâm nhỏ phải lấy $Q_b = 0$

- 3.46. Khi các điều kiện 104 (38) hoặc 105 (33) không được thoả mãn thì phải tính toán cốt thép ngang trong các mặt cắt nghiêng của các bộ phận có chiều cao không đổi theo các công thức sau:

$$K_{H \cdot n_c} \cdot Q_1 \leq \sum m_a \cdot R_{ax} \cdot F_x + \sum m_a \cdot R_{ay} \cdot F_0 \cdot \sin \alpha + m_b \cdot Q_b ; \quad 111 (39)$$

Trong đó: Q_1 – lực ngang tác dụng trong mặt cắt nghiêng, nghĩa là tổng hợp lực của tất cả các lực ngang do tải trọng ngoài, nằm ở một phía của mặt cắt nghiêng đang xét (hình 15);

$$\sum m_a \cdot R_{ax} \cdot F_x \text{ và } \sum m_a \cdot R_{ay} \cdot F_0 \cdot \sin \alpha$$

là tổng các lực ngang do cốt thép đai và thép xiên cắt qua mặt cắt nghiêng chịu;

F_x, F_0 – lần lượt là diện tích mặt cắt của một thanh cốt thép đai và một thanh cốt thép xiên.

α – góc nghiêng giữa mặt phẳng của các thanh cốt thép xiên với trục dọc của bộ phận tại mặt cắt nghiêng.

$$Q_1 = Q - Q_0 + W \cos ; \quad 112 (4)$$

Trong đó:

Q – trị số lớn nhất của lực ngang trong phạm vi mặt cắt nghiêng (đối với mặt cắt nghiêng thứ nhất kể từ gối – là trị số lực ngang ở mặt cắt gối);

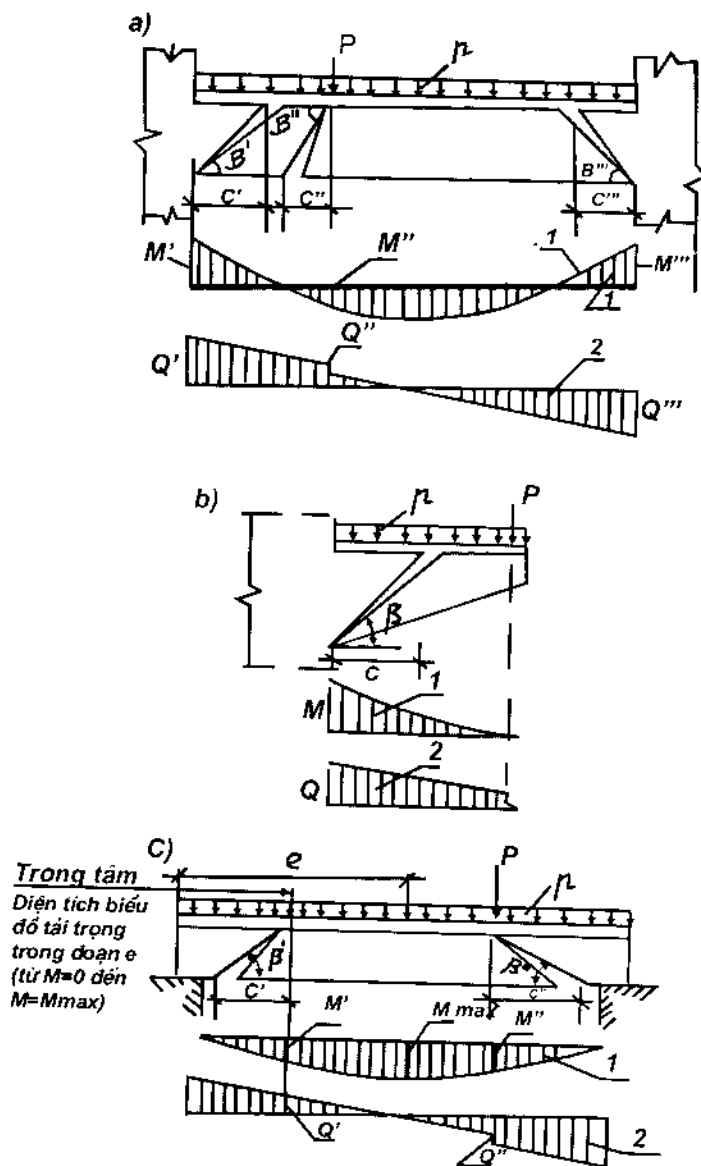
Q_0 – hợp lực của các tải trọng ngoài tác dụng lên bộ phận trong phạm vi chiều dài hình chiếu của mặt cắt nghiêng “c” lên trục dọc của bộ phận.

Tải trọng ngoài được tính đến hoàn toàn nếu nó không có thể chuyển dịch (ví dụ như áp lực thuỷ tĩnh) và tác dụng hướng vào bộ phận (hình 15a, c). Tải trọng phân bố đều do trọng lượng bản thân trong phạm vi mặt cắt nghiêng được tính với hệ số 0,5 (0,5 p_b).

Nếu trên những đoạn riêng lẻ nào đó của nhịp có thể không có tải trọng ngoài (ví dụ tải trọng trên sàn) thì tải trọng ngoài được tính với hệ số 0,5.

Không tính đến tải trọng ngoài nghĩa là lấy $Q_0 = 0$ nếu nó tác dụng hướng ra khỏi bộ phận (tải trọng treo – hình 15b);

W – trị số áp lực ngược tác dụng trong mặt cắt nghiêng được xác định theo điều 1.8 và bảng 2 theo quy luật tuyến tính.



Hình 14 – Sơ đồ xác định góc β của mặt cắt nghiêng

a – Trong các kết cấu liên tĩnh

c – Trong dầm gối tự do

b – Trong công son

1 – Biểu đồ M; 2 - Biểu đồ Q

- 3.47. Khoảng cách giữa các thanh cốt đai, giữa điểm cuối của thanh cốt xiên trước với điểm đầu của thanh cốt xiên sau, cũng như giữa gối và điểm cuối của thanh cốt xiên gần gối nhất không được lớn hơn trị số $U_{\max}$ được xác định theo công thức sau:

$$U_{\max} = \frac{K.m_b.R_p.b.h_0^2}{K_n.n_c.Q_t} \quad 113 (41)$$

Trong đó: K – trị số xác định theo điều 3.45.

- 3.48. Trong trường hợp tỷ số giữa chiều dài tính toán và chiều cao của bộ phận nhỏ hơn 5 thì việc tính toán các bộ phận bê tông cốt thép theo tác dụng của lực ngang phải được thực hiện theo các ứng suất kéo chính theo điều 1.7.

Chú thích:

- 1) Đối với các khung của các cầu cạn, v.v..., nên lấy chiều dài tính toán là chiều dài khe sáng.
- 2) Điều 3.48 chỉ áp dụng cho tính toán diện tích mặt cắt cốt thép ngang, còn cốt thép dọc được tính toán theo các điều 3.11 ÷ 3.43.

Trong đó:

Q – lực ngang trong mặt cắt thẳng góc tại gối và tại các vị trí thay đổi mật độ đặt cốt thép ngang (hình 16-a).

Q_{xb} – lực ngang giới hạn do bê tông và các thanh cốt đai trong mặt cắt nghiêng bất lợi nhất chịu Q_{xb} được xác định theo công thức:

$$Q_{xb} = \sqrt{8.R_p.b.h_0^2.q_x} \quad 115$$

Trong đó:

q_x – nội lực trong các thanh cốt đai trên một đơn vị chiều dài của bộ phận trong phạm vi mặt cắt nghiêng, được xác định theo công thức:

$$q_x = \frac{m_a.R_{ax}.I_x}{u} \quad 116$$

Đồng thời chiều dài hình chiếu của mặt cắt nghiêng bất lợi nhất c_0 được xác định theo công thức sau:

$$c_0 = \sqrt{\frac{2R_p.b.h_0^2}{q_x}} \quad 117$$

Việc xác định cường độ yêu cầu của các nội lực trong các cốt đai được tiến hành theo công thức:

$$q_x = \frac{\left(\frac{K_H.n_c}{m_b}.Q \right)^2}{8R_p.b.h_0^2} \quad 118$$

Từ đó diện tích mặt cắt của một nhánh cốt đai (thanh thép ngang) bằng:

$$f(x) = \frac{q_x.u}{m_a.R_a.h_x} \quad 119$$

Trong đó:

h_x – số nhánh cốt thép đai trong phạm vi chiều rộng tính toán “ b ”^(*) của bộ phận.

u – bước của cốt đai theo hướng chiều dài (nhịp) của bộ phận (hình 15, 16a, b).

Ngoài ra trong các dầm còn phải tuân thủ điều kiện:

$$q_x \geq \frac{R_p.b}{2} \quad 120$$

3.50. Khi tính toán các bộ phận theo tác dụng của tải trọng phân bố đều p đặt trên mặt cạnh của bộ phận và hướng vào nó, cho phép thay thế đại lượng q_x trong các công thức 115, 117 và 118 bằng đại lượng $(q_x + \rho_1)$ với ρ_1 được xác định như sau:

a) nếu trên những đoạn riêng lẻ nào đó của nhịp có thể không có tải trọng và biểu đồ M do tải trọng phân bố đều “ p ” dùng trong tính toán gây ra luôn luôn bao mọi biểu đồ M thực tế (ví dụ như tải trọng trên sàn) thì $\rho_1 = 0,5 p$;

b) nếu tải trọng cố định và liên tục (ví dụ như áp lực thủy tĩnh) thì $\rho_1 = p$; đồng thời trọng lượng bản thân tính trong tải trọng ρ_1 được tính với hệ số 0,5;

c) trong các trường hợp còn lại: $\rho_1 = 0$ (hình 15c).

^(*) Khi tính toán kết cấu bản, số nhánh cốt đai trên 1 mét chiều rộng là: $h_x = \frac{b}{a_x}$,

Trong đó: a_x – bước của cốt đai theo hướng chiều rộng của bộ phận (hình 15a)

- 3.51. Khi có tác động của lực tập trung cố định P_i đặt trên mặt cạnh của bộ phận, trong phạm vi mặt cắt nghiêng bất lợi nhất có chiều dài hình chiếu lên trục bộ phận là " c_0 " và hướng vào bộ phận thì cho phép tiến hành tính toán theo tác dụng của lực ngang bằng $Q - P_i$ theo điều kiện 114, đồng thời phải kiểm tra điều kiện:

$$K_H \cdot n_C \cdot Q \leq q_c \cdot c_0 + \frac{2m_b \cdot R_p \cdot b \cdot h_0^2}{c_0}; \quad 121$$

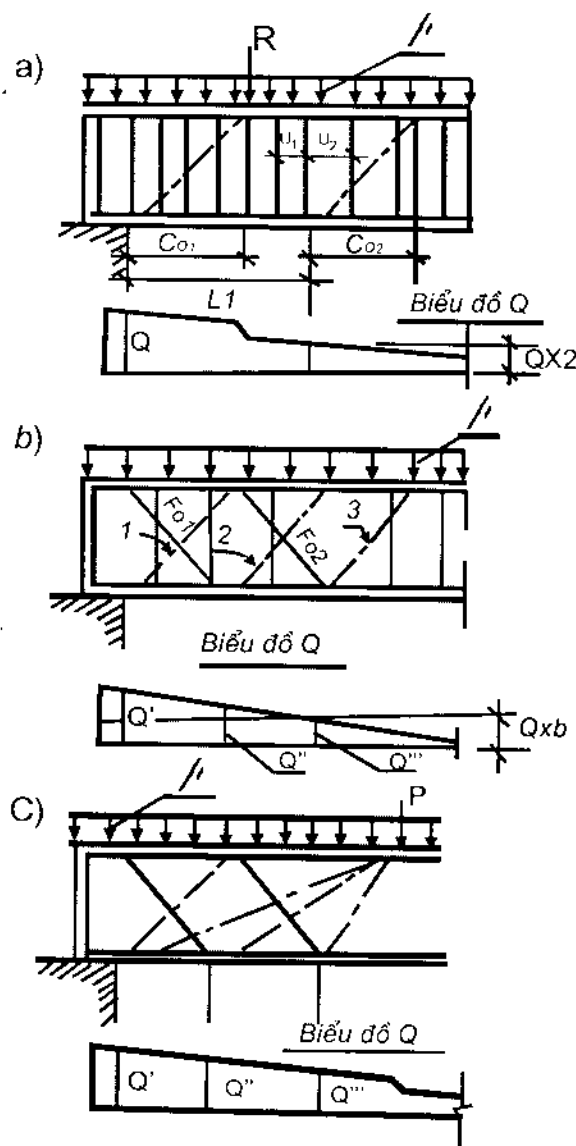
- 3.52. Khi dọc theo chiều dài của bộ phận, cường độ nội lực trong các cốt thép đai thay đổi từ q_{x1} đến q_{x2} (ví dụ như tăng bước cốt đai) thì đoạn cường độ q_{x1} được lấy đến mặt cắt mà tại đó lực ngang Q trở nên bằng lực Q_{xb2} do bê tông và cốt đai có cường độ q_{x2} chịu (hình 16a); nghĩa là:

$$l_1 = \frac{(Q - P_i) - Q_{xb2}}{p} \quad 122$$

Trong đó: Q – lực ngang lớn nhất trong đoạn l_1 tại gối tựa;

p, P_i – tải trọng phân bố đều và tập trung tác dụng trong đoạn l_1 .

Ngoài ra còn phải tính đến các yêu cầu cấu tạo (điều 2.37) trong phần chỉ dẫn về cấu tạo cốt thép của các công trình thủy công trên sông).



Hình 16. Vị trí các mặt nghiêng bất lợi nhất khi tính toán lực ngang

- a) Khi chỉ có cốt thép đai
- b) Khi có cốt thép đai và cốt thép xiên
- c) Khi chỉ có cốt thép xiên

TÍNH TOÁN CÁC BỘ PHẬN CÓ CỐT XIÊN

- 3.53. Việc kiểm tra độ bền chịu lực ngang đối với các mặt cắt nghiêng bất lợi nhất cắt qua mặt gối và điểm đầu (hoặc điểm cuối – trong sơ đồ ngàm) của các thanh cốt thép xiên (hình 16 b,c) phải được thực hiện theo điều kiện 111 (39) hoặc điều kiện:

$$K_H \cdot n_c \cdot Q \leq m_b \cdot Q_{xb} + m_a \cdot R_{ax} \cdot F_0 \cdot \sin \alpha ; \quad 123$$

Trong đó:

Q – lực ngang trong mặt cắt thẳng góc tại gối hoặc tại điểm bắt đầu (hoặc điểm cuối – ở sơ đồ ngàm) của đoạn uốn nghiêng của thanh cốt xiên;

F_0 – diện tích mặt cắt các thanh cốt xiên trong phạm vi mặt cắt nghiêng đã cho;

α - góc nghiêng giữa trục của bộ phận và thanh cốt xiên;

Q_{xb} – như trong các điều 3.49, 3.50 và 3.51.

- 3.54. Diện tích cần thiết của các thanh cốt xiên tại một mặt phẳng nào đó được xác định từ điều kiện:

$$F_0 = \frac{K_H \cdot n_c \cdot Q - m_b \cdot Q_{xb}}{m_a \cdot R_{ax} \cdot \sin \alpha} ; \quad 124$$

Trong đó lực ngang Q được lấy như sau:

- a) đối với mặt phẳng đầu tiên của các cốt xiên kể từ gối: bằng lực ngang tại gối;
- b) đối với các cốt xiên của từng mặt phẳng tiếp theo bằng: lực ngang tại điểm khởi đầu (hoặc điểm cuối – trong sơ đồ ngàm) của mặt phẳng cốt xiên trước đó (so với gối tựa) (hình 16b và c). Vị trí các điểm uốn phải thoả mãn các yêu cầu nêu trong điều 2.28 của phần chỉ dẫn về cấu tạo cốt thép của các công trình thuỷ công trên sông.

- 3.55. Trong các bản liên tục chỉ có các cốt thép ngang dưới dạng cốt xiên, việc tính theo lực ngang được tiến hành theo điều kiện 111 (39) với: $\sum m_a \cdot R_{ax} \cdot F_i = 0$

Vị trí các mặt cắt nghiêng bất lợi nhất trong các bộ phận chỉ đặt cốt xiên được trình bày trong hình 16c.

TÍNH TOÁN CÁC BỘ PHẬN CÓ CHIỀU CAO THAY ĐỔI CHỊU TÁC DỤNG CỦA LỰC NGANG

- 3.56. Việc tính toán các bộ phận có chiều cao mặt cắt thay đổi chịu tác dụng của lực ngang được tiến hành theo các điều 3.44 ÷ 3.55 và theo các chỉ dẫn sau đây:

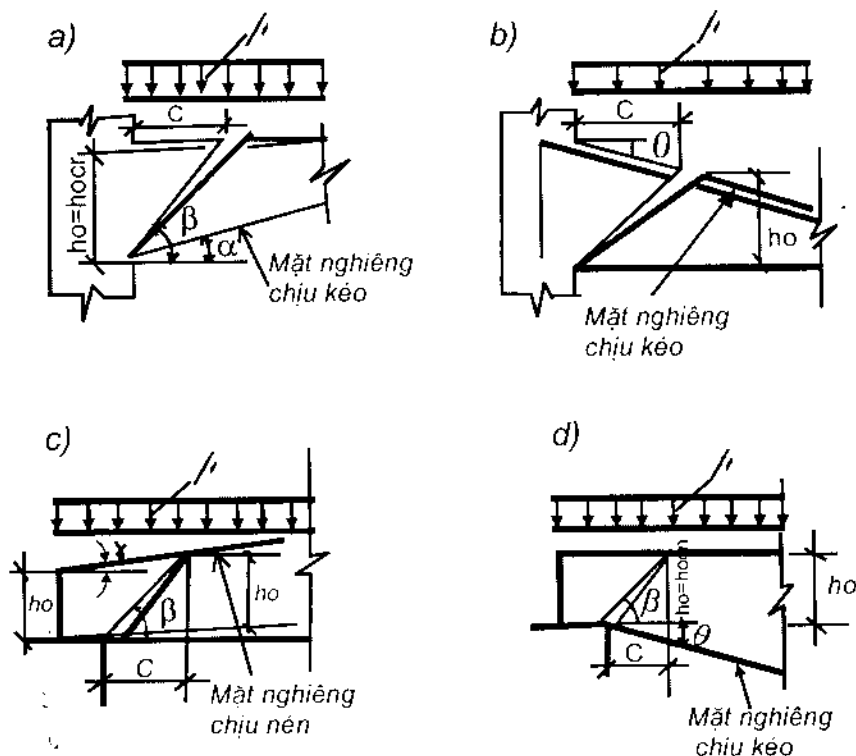
- a) Nếu một trong các mặt của bộ phận nằm ngang hoặc thẳng đứng còn mặt thứ hai nằm nghiêng (1) thì trục của bộ phận sẽ lấy tương ứng là nằm ngang hoặc thẳng đứng (2);

- b) chiều cao làm việc của mặt cắt nghiêng được lấy như sau:

- Đối với các bộ phận có mặt nghiêng chịu nén: bằng chiều cao làm việc của mặt cắt thẳng góc với trục ở điểm cuối của mặt cắt nghiêng tại vùng chịu nén (hình 17a,c);
- Đối với các bộ phận có mép nghiêng chịu kéo: bằng chiều cao làm việc của mặt cắt thẳng góc với trục ở điểm bắt đầu của mặt cắt nghiêng tại vùng chịu kéo (hình 17b,d).

Trong các bộ phận có mặt nghiêng chịu nén mà thuộc:

- Kết cấu siêu tĩnh hoặc công xôn (h.17a) thì chiều cao làm việc $h_0 = h_0^{on}$ với h_0^{on} là chiều cao làm việc của mặt cắt tại gối;



Hình 17 – Xác định chiều cao làm việc của mặt cắt trong các bộ phận có chiều cao thay đổi

- a) Trong dầm ngàm và công son có mép nghiêng chịu kéo
- b) Như trên, cổ mép nghiêng chịu kéo
- c) Trong dầm kê tự do có mép nghiêng chịu nén
- d) Như trên, cổ mép nghiêng chịu kéo

- Dầm gối tự do (hình 17c) thì chiều cao làm việc được xác định theo công thức:

$$h_0 = \frac{h_0^{on} \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \gamma}$$

Trong đó:

β - là góc giữa mặt phẳng của mặt cắt nghiêng và mặt phẳng nằm ngang, hoặc thẳng đứng (trục của bộ phận);

γ - góc nghiêng của mặt chịu nén với mặt phẳng nằm ngang hoặc thẳng đứng (trục của bộ phận).

Chú thích:

1) Góc θ giữa hai mặt của bộ phận nên hạn chế theo điều kiện $\theta \leq \arctg(1/3) = 18^\circ 25'$.

2) Quy định này được chấp nhận để đơn giản các tính toán và cho phép không phải lấy quỹ tích các điểm cách đều hai mặt làm trục của bộ phận.

Trong các bộ phận có mặt nghiêng chịu kéo mà thuộc:

- Kết cấu siêu tĩnh hoặc công son (hình 17b), chiều cao làm việc của mặt cắt được xác định theo công thức sau:

$$h_0 = \frac{h_0^{on} \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \beta + \operatorname{tg} \theta}$$

Với θ là góc nghiêng của mép chịu kéo với mặt phẳng nằm ngang, hoặc thẳng đứng (trục của bộ phận);

- Dầm tựa tự do (hình 17d) thì:

$$h_0 = h_0^{on}$$

Chú thích: Chiều dài hình chiếu của mặt cắt nghiêng lên trục, trong mọi trường hợp bằng: $c = h_0 \operatorname{tg} \beta$.

- 3.57. Đối với các bộ phận có chiều cao thay đổi, có mặt nghiêng chịu kéo (hình 18) thì vế phải của công thức 111 (39) được đưa thêm vào lực ngang bổ sung Q_a bằng hình chiếu của nội lực trong cốt thép dọc đặt ở phía mặt nghiêng, chiếu lên phương thẳng góc với trục của bộ phận, Q_a được xác định như sau:

a) đối với các kết cấu siêu tĩnh, công xôn:

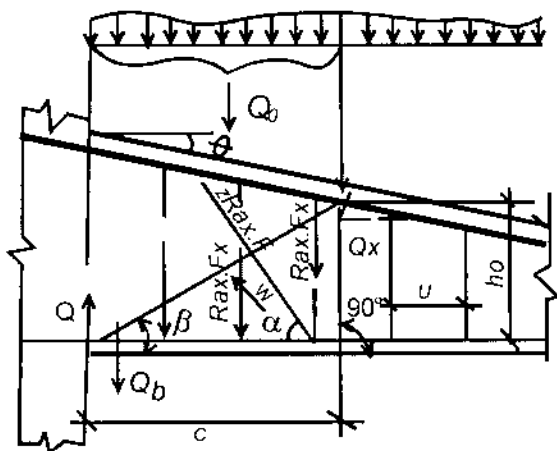
$$Q_a = \frac{M \cdot \operatorname{tg} \theta}{z} \quad 125 (42)$$

Trong đó:

M – mômen uốn trong mặt cắt thẳng góc với trục dọc của bộ phận, đi qua điểm khởi đầu của mặt cắt nghiêng trong vùng chịu kéo;

z – khoảng cách từ hợp lực của các lực trong cốt thép A đến hợp lực của các lực trong vùng chịu nén của bê tông trong cùng mặt cắt thẳng góc nói trên, được xác định từ tính toán độ bền của mặt cắt đó;

θ – góc nghiêng của A với trục của bộ phận.



Hình 18(6) – Sơ đồ lực trong mặt cắt nghiêng của bộ phận kết cấu bê tông cốt thép với mặt nghiêng chịu kéo khi tính toán nó theo độ bền chịu tác dụng của lực ngang

b) Đối với các dầm kê tự do:

$$Q_a = \frac{M - \sum R_{ax} \cdot F_x \cdot Z_x - \sum R_{ax} \cdot F_0 \cdot z_0 \operatorname{tg} \theta}{z}; \quad 125^{(*)}$$

Trong đó:

M – mô men uốn trong mặt cắt thẳng góc đi qua điểm cuối của mặt cắt nghiêng trong vùng chịu nén;

z_x và z_0 lần lượt là khoảng cách từ các mặt phẳng, cốt đai và cốt xiên tới trục đi qua điểm đặt của hợp lực trong vùng chịu nén và thẳng góc với mặt phẳng tác dụng của mômen;

z, θ – như trong công thức 125.

(*) Trong các trường hợp mà chiều cao của bộ phận giảm, mômen uốn lại tăng thì giá trị của Q_a lấy dấu âm.

TÍNH TOÁN CÁC CÔNG XON NGẮN

- 3.58. Việc tính toán công xon có chiều dài l_k bằng hay nhỏ hơn h chiều cao ở mặt gối (công xon ngắn) phải được tiến hành theo phương pháp của lý thuyết đàn hồi như đối với vật thể đồng nhất đẳng hướng.

Các nội lực kéo được xác định bằng tính toán trong các mặt cắt của công xon phải hoàn toàn do cốt thép chịu với ứng suất không vượt quá cường độ tính toán R_a có xét tới các hệ số đã được định trong các tiêu chuẩn hiện hành.

Nên tiến hành tính toán xác định trạng thái ứng suất công xon ngắn và vùng ngàm của nó bằng phương pháp số, ví dụ phương pháp phần tử hữu hạn. Trên cơ sở tính toán sẽ xây dựng các biểu đồ ứng suất ở các mặt cắt đặc trưng và sẽ xác định ranh giới vùng cần bố trí cốt thép.

Diện tích mặt cắt cốt thép đặt dưới dạng các thanh nằm ngang theo các mặt bên và mặt trên của công xon được xác định theo công thức:

$$K_H \cdot n_c \sum b \cdot \Delta h \frac{\overline{\sigma_{tp}}}{\cos \alpha} \leq m_a R_a F_a \quad 126$$

Trong đó:

b – chiều rộng của công xon;

Δh – khoảng cách theo chiều thẳng đứng giữa các nút của lưới khi tính toán bằng phương pháp phần tử hữu hạn;

$\overline{\sigma_{tp}}$ – trị số trung bình của các ứng suất kéo chính ở đoạn đã cho của mặt cắt thẳng đứng;

α – góc nghiêng của véc tơ $\overline{\sigma_{tp}}$ so với đường nằm ngang.

Đối với những công xon có chiều cao mặt cắt không đổi hoặc thay đổi mà $l_k \leq 2m$, cho phép lấy biểu đồ của các ứng suất kéo chính trong mặt cắt gối dưới dạng hình tam giác với hướng của các ứng suất chính theo góc 45° so với mặt cắt gối.

Diện tích mặt cắt các cốt thép đai hoặc xiên cắt qua mặt cắt gối phải được xác định theo các công thức:

$$F_x = K_H \cdot n_c \frac{P}{m_a \cdot R_a} \left[\frac{3a}{2h} + \sqrt{\left(\frac{3a}{2h} \right)^2 + 1} \right]; \quad 127 (43)$$

$$F_0 = 0,17 F_x \quad 128 (44)$$

Trong đó: P – hợp lực của các tải trọng ngoài;

a – khoảng cách từ hợp lực P nói trên đến mặt gối.

Tính toán độ bền của các mặt cắt nghiêng so với trục dọc của bộ phận theo tác động của mô men uốn.

- 3.59. Việc tính toán các mặt cắt nghiêng với trục dọc của bộ phận, theo tác động của mô men uốn, phải được tiến hành theo công thức sau:

$$K_H \cdot n_c \cdot M \leq m_a \cdot R_a \cdot F_a \cdot Z + \sum m_a \cdot R_a \cdot F_0 \cdot Z_0 + \sum m_a \cdot R_a \cdot F_x \cdot Z_x \quad 129 (45)$$

Trong đó:

M – Mô men của tất cả các ngoại lực, kể cả áp lực ngược, nằm ở một phía của mặt cắt nghiêng đang xét đối với trục đi qua điểm đặt của hợp lực của các nội lực trong vùng chịu nén và thẳng góc với mặt phẳng tác dụng của mô men.

$M_a \cdot R_a \cdot F_a \cdot Z$, $\sum m_a \cdot R_a \cdot F_0 \cdot Z_0$, $\sum m_a \cdot R_a \cdot F_a \cdot Z_a$ lần lượt là tổng các mô men đối với trục nói trên của các nội lực trong cốt thép dọc, trong cốt thép xiên và trong cốt thép đai cắt qua vùng chịu kéo của mặt cắt nghiêng:

Z , Z_a , Z_x – cánh tay đòn của các nội lực trong cốt thép dọc, cốt xiên và cốt đai đối với trục nói trên [hình 19(7)].

Chiều cao vùng chịu nén trong mặt cắt nghiêng, đo theo đường thẳng góc với trục dọc của bộ phận, được xác định theo các điều 3.14 ÷ 3.40 của quy trình này.

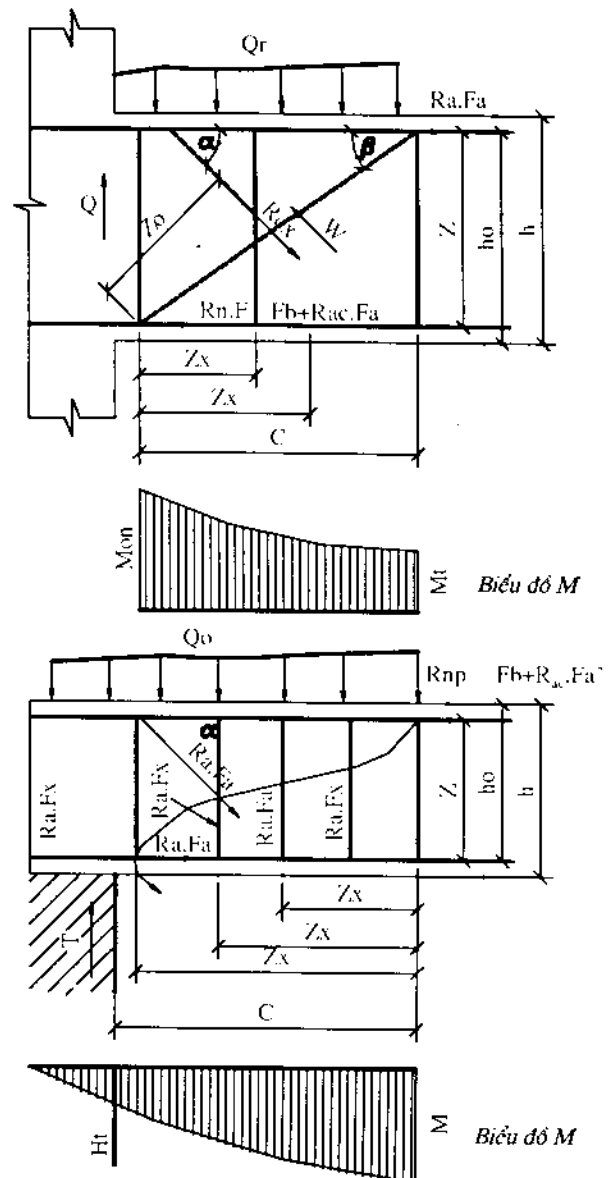
Việc tính toán theo công thức 129(45) phải được thực hiện đối với mặt cắt được kiểm tra về độ bền theo tác động của lực ngang và cả:

- Tại các mặt cắt đi qua các điểm thay đổi diện tích cốt thép dọc chịu kéo (điểm cắt đứt cốt thép theo lý thuyết hoặc thay đổi đường kính cốt thép, điểm uốn của cốt thép dọc);
- Tại những vị trí thay đổi đột ngột kích thước mặt cắt ngang chiều cao của bộ phận;
- Trong phạm vi chiều dài néo cốt thép dọc ở các gối tự do;

3.60. Những bộ phận có chiều cao mặt cắt không đổi hoặc thay đổi dần không phải tính toán theo độ bền của mặt cắt nghiêng theo tác động của mô men uốn trong những trường hợp sau:

- a) Nếu tất cả cốt thép dọc được kéo tới gối, hay đến cuối bộ phận và có móc néo đầy đủ;
- b) Nếu các bộ phận bê tông cốt thép đã được tính toán theo điều 1.7;
- c) Nếu mặt cắt nghiêng cắt mặt chịu kéo của bộ phận ở các đoạn đã bảo đảm không hình thành các khe nứt thẳng góc, nghĩa là những nơi mà mô men do tải trọng ngoài bằng hoặc nhỏ hơn mô men hình thành khe nứt.

M_T được xác định theo các công thức ở điều 4.2, trong đó thay R_{pl} bằng R_p .



Hình 19 (7). Sơ đồ các lực tác dụng trong mặt cắt nghiêng khi tính toán theo mô men uốn

a) Trong rầm ngàm

b) Trong rầm gối tự do

d) Trong đó các kết cấu bản làm việc không gian, hay trong các kết cấu trên nền đàn hồi;

e) Nếu các thanh cốt thép dọc chịu kéo bị cắt đứt ở 1 điểm nào đó trên chiều dài của bộ phận nhưng đã được kéo dài thêm 1 đoạn ω của mặt cắt thẳng góc, mà tại đó theo tính toán không cần đến chúng nữa. Đoạn dài ω được xác định theo công thức:

$$\omega = \frac{K_H \cdot n_c \cdot Q - 0,75 \cdot m_a \cdot R_a \cdot F_0 \cdot \sin \alpha}{1,5q_{x\omega}} + 5d \quad 130(46)$$

Trong đó:

Q - lực ngang trong mặt cắt thẳng góc đi qua điểm cắt lý thuyết của thanh cốt thép;

F_0, α - lần lượt là diện tích mặt cắt và góc nghiêng của cốt thép xiên trong phạm vi đoạn dài ω ;

$q_{x\omega}$ - nội lực trong các cốt thép đai trên một đơn vị chiều dài của bộ phận tại đoạn dài ω được xác định theo công thức:

$$q_{x\omega} = \frac{m_a \cdot R_a \cdot F_x}{u};$$

d - đường kính thanh cốt thép bị cắt, (cm)

Chú thích: Chỉ dẫn ở điểm d, dùng trong trường hợp tính toán các kết cấu bản làm việc hai chiều, cũng như các kết cấu trên nền đàn hồi khi các kết cấu này không thể bị lật sau khi đã hình thành các khe nứt nghiêng trong chúng. Như vậy, chỉ dẫn này không áp dụng cho đại bộ phận các tường chắn kiểu công xon.

- 3.61. Trong các nối kết góc của các kết cấu bê tông cốt thép khối lớn, [hình 20(8)], số lượng cần thiết của cốt thép tính toán F_0 được xác định từ điều kiện độ bền của mặt cắt nghiêng nằm theo đường phân giác của góc tới và theo tác động của mô men uốn. Đồng thời cánh tay đòn cặp nội lực Z trong mặt cắt nghiêng phải được lấy bằng cánh tay đòn của cặp nội lực của mặt cắt góc có chiều cao h_2 nhỏ nhất của các bộ phận nối kết.

Ví dụ 26: Cho một bộ phận bê tông cốt thép chịu uốn có mặt cắt hình chữ nhật của bản móng nhà máy thủy điện (hình 21) $h=4$ m, $h_0=3,85$ m, $a=a'=0,15$ m, $b=1,0$ m; tải trọng đất $p_{đất} = 22$ T/m², $P_{áp lực nước} = 24$ T/m²;

Trọng lượng bản thân $p_{ch}=10$ T/m²;

Các nội lực tính toán: $M=893$ Tm;

$$Q=396 \text{ T}$$

Cốt thép dọc: $F_a^d = 96,2 \text{ cm}^2$;

$$F_a' = 49 \text{ cm}^2$$

Bê tông M200;

$R_{np}=90$ KG/cm², $R_p=7,5$ KG/cm²;

$m_b=1,15$ bảng 6; Cốt thép A-II;

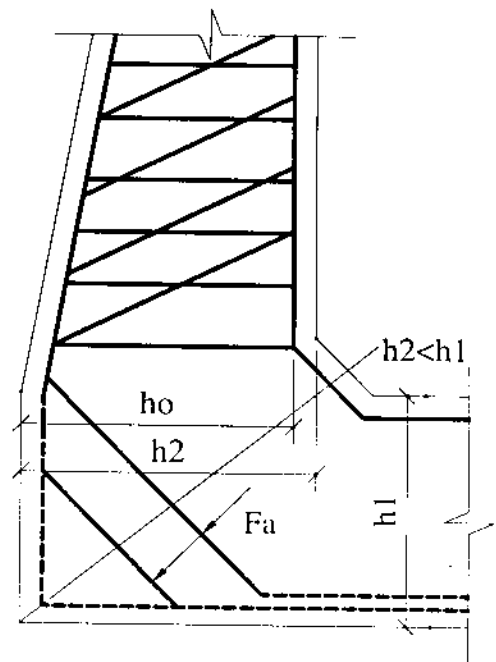
$R_a=2700$ KG/cm², $m_a=1,15$

bảng 13, $R_{ax}=2150$ KG/cm²

Công trình cấp I: $K_H=1,25$ (điều 1.2).

Tổ hợp tải trọng cơ bản: $n_c=1$ (điều 1.2).

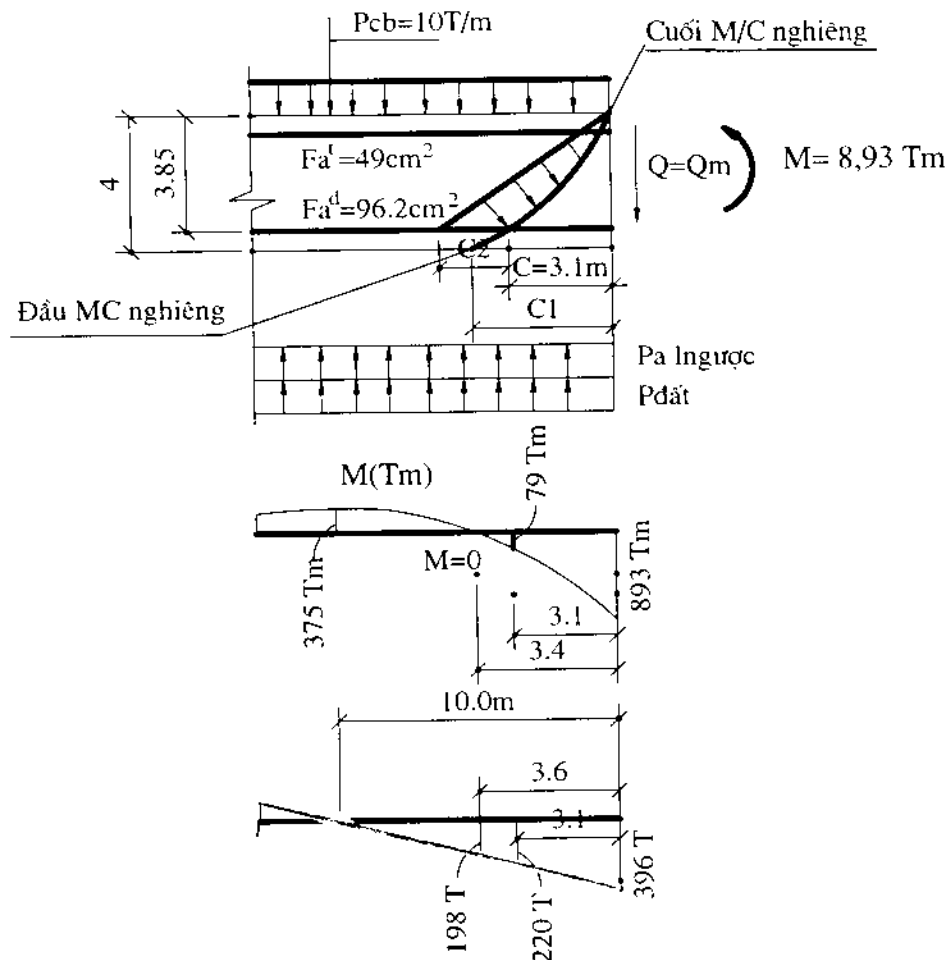
Yêu cầu tính diện tích mặt cốt thép ngang.



Hình 20(8): Sơ đồ bố trí cốt thép nối kết góc của các kết cấu bê tông cốt thép khối lớn

Tính toán:

Kiểm tra điều kiện 103(32) xem kích thích mật cắt có đủ hay không.



Hình 21

$$K_H \cdot n_c \cdot Q \leq 0,25 \cdot m_{b3} \cdot R_{np} \cdot b \cdot h_0$$

$$1,25 \times 1,0 \times 396 \leq 0,25 \cdot 1,15 \cdot 90 \cdot 100 \cdot 385 \cdot 10^{-3} \rightarrow 495^T < 995^T$$

Kích thước mật cắt đủ.

Kiểm tra điều kiện 104(38) về sự cần thiết phải đặt cốt thép ngang (kết cấu này là bản trên nền đàn hồi).

$$K_H \cdot n_c \cdot Q \leq m_{b4} \cdot R_p \cdot b \cdot h_0$$

$$1,25 \times 1 \times 395 > 0,9 \times 7,5 \times 100 \times 385 \cdot 10^{-3}$$

$$495^T > 260^T$$

Nên cần bố trí cốt thép ngang.

Xác định hình chiếu của chiều dài mật cắt ngang trên trục của bộ phận

$$c = \frac{h_0}{\tan \beta} = \frac{3,85}{1,26} = 3,1m$$

Trong đó: $\operatorname{tg}\beta = \frac{2}{1 + \frac{M}{Qh_0}} = \frac{2}{1 + \frac{893}{396 \times 3,85}} = 1,26$

Xác định trị số lực ngang tác dụng trong mặt cắt nghiêng theo công thức 112(40)

$$Q_1 = Q - Q_0 + w \cdot \cos \beta;$$

$$Q_0 = \left(P_{\text{đai}} + P_{\text{a.l. ngược}} - \frac{P_{\text{ch}}}{2} \right) \cdot c = \left(22 + 24 - \frac{10}{2} \right) 3,1 = 127 \text{ T}$$

$$w \cos \beta = \frac{1}{2} P_{\text{a.l. ngược}} \cdot \frac{c}{\cos \beta} \cdot \cos \beta = \frac{1}{2} P_{\text{a.l. ngược}} \cdot c = \frac{1}{2} \cdot 24 \cdot 3,1 = 37,4 \text{ T}$$

$$Q_1 = 396 - 127 + 37,4 = 306,4 \text{ T}$$

$$K_H \cdot n_c \cdot Q_1 = 1,25 \times 1 \times 306,4 = 384 \text{ T}$$

Lực ngang Q_b do bê tông chịu [xem công thức 106(34) và điều 3.45(3.25)]

$$Q_b = \frac{K \cdot R_q \cdot b \cdot h_0 \cdot \operatorname{tg}\beta}{1,2}$$

Ở mẫu số có hệ số 1,2 vì $h > 60 \text{ cm}$ (điều 3.45).

Xác định K theo 107 và 108(35):

$$K = 0,5 + 2 \cdot \frac{F_a}{b \cdot h_0} \cdot \frac{R_a}{R_{\text{np}}} = 0,5 + 2 \cdot \frac{96,2}{100 \times 385} \cdot \frac{2700}{90} = 0,66$$

$$Q_b = \frac{0,65 \times 7,5 \times 100 \times 385 \times 1,26 \times 10^{-3}}{1,2} = 198 \text{ Tấn}$$

Diện tích cần của mặt cốt thép đai (không có cốt xiên) được xác định theo công thức 111(39):

$$\sum f_x = \frac{K_H \cdot n_c \cdot Q_1 - m_b \cdot Q_b}{m_a \cdot R_{ax}} = \frac{(384 - 1,15 \times 198) \times 10^3}{1,25 \times 2150} = 63 \text{ cm}^2 \text{ trên chiều dài}$$

$C = 3,1 \text{ m}$ và chiều rộng $b = 1,0 \text{ m}$

Diện tích mặt cắt 1 nhánh thanh cốt đai khi bước của cốt đai bằng $40 \text{ cm} \times 80 \text{ cm}$:

$$f_x = \frac{\sum f_x}{C \times n_d \times n_r} = \frac{63,0}{3,1 \times \frac{1}{0,4} \times \frac{1}{0,8}} = 6,5 \text{ cm}^2$$

Với n_d và n_r lần lượt là số nhánh cốt đai trên một mét theo chiều dài và chiều rộng (theo phương dọc và phương ngang).

Khi đặt cốt thép xiên (không có cốt thép đai) thì cốt thép xiên được xác định theo công thức 111(39).

$$\sum F_0 = \frac{K_H \cdot n_c \cdot Q_1 - m_b \cdot Q_b}{m_a \cdot R_{ax} \cdot \sin \alpha} = \frac{(384 - 1,15 \times 198) \times 10^3}{1,15 \times 2150 \times 0,71} = 89 \text{ cm}^2$$

vì $Q_b = 198 \text{ T} < Q = 220 \text{ T}$ với $C = 3,1 \text{ m}$

Phải tiến hành kiểm tra theo điều kiện 104(38) về sự cần thiết phải đặt cốt thép khi có thể hình thành khe nứt thứ hai có điểm cuối cách gối 3,1 m.

$$1,25 \times 1 \times 220 > 0,9 \times 7,5 \times 100 \times 385 \times 10^{-3}$$

$$275T > 260T; \text{ cần phải đặt cốt thép.}$$

Góc nghiêng của khe nứt thứ hai được xác định như sau:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{2}{1 + \frac{M}{Q \cdot h_0}} = \frac{2}{1 + \frac{79}{220 \times 3,85}} = 1,83$$

Trong đó: $M = 79 \text{ Tm}$ và $Q = 220T$ được xác định từ biểu đồ M và Q ở mặt cắt cách gối 3,1 m

Theo điều kiện ở điều 3,45 $1,5 \geq \operatorname{tg} \beta \geq 0,5$ nên lấy $\operatorname{tg} \beta = 1,5$. Chiều dài hình chiếu của khe nứt nghiêng thứ hai:

$$C_2 = \frac{h_0}{\operatorname{tg} \beta_2} = \frac{3,85}{1,5} = 2,57 \text{ m}$$

Như vậy, chiều dài đặt cốt thép của cả 2 đoạn bằng:

$C + C_2 = 3,1 + 2,57 = 5,67 \text{ m}$, dài hơn đoạn biểu đồ M từ gối tới điểm $M = 0$ (đoạn này bằng 3,4m), nên lấy chiều dài đoạn phải đặt cốt thép theo điều kiện:

$Q = Q_b = 198T$, ứng với $C = 3,6 \text{ m}$ (xem biểu đồ Q)

$$\text{Khi } C_1 = 3,6 \text{ m; } \operatorname{tg} \beta = \frac{h_0}{C_1} = \frac{3,85}{3,6} = 1,095$$

$$Q_b = \frac{0,65 \times 7,5 \times 100 \times 385 \times 1,095 \times 10^{-3}}{1,2} = 171T$$

$$Q_1 = 396 - (22 + 24 - 5) \times 3,6 + \frac{1}{2} 24 \times 36 = 291,7T$$

Diện tích cần thiết của thép đai (không có cốt thép xiên) trên chiều dài $C = 3,6 \text{ m}$, chiều rộng $b = 1,0 \text{ m}$ là:

$$\sum F_x = \frac{(1,25 \times 1 \times 291,7 - 1,15 \times 171) 10^3}{1,15 \times 2150} = 68 \text{ cm}^2$$

Với bước của cốt đai là $40 \text{ cm} \times 80 \text{ cm}$, f_x sẽ bằng

$$f_x = \frac{68}{3,6 \times 2,5 \times 1,25} = 6,05 \text{ cm}^2$$

Ta chọn các cốt đai $\varnothing 28A-II$ ($f_x = 6,18 \text{ cm}^2$) với bước $40 \text{ cm} \times 80 \text{ cm}$ trên chiều dài 3,6m.

Không cần kiểm tra theo mô men uốn vì kết cấu này là bản trên nền đàn hồi.

Ví dụ 27: Cho sàn bê tông cốt thép của nhà máy thủy điện là kết cấu bản:

$$h = 2 \text{ m; } h_0 = 1,85 \text{ m,}$$

$$a = a' = 0,15 \text{ m; } b = 1 \text{ m.}$$

Tải trọng $p_b = 14,9T/\text{m}$ (nước),

$$P_{cb} = 5T/\text{m} \text{ (trọng lượng bản thân)}$$

Các lực tính toán xem hình 22.

Diện tích thép dọc mặt trên tại ngàm: $F_a = 39\text{cm}^2$

Bê tông M200: $R_{np} = 90\text{KG/cm}^2$; $R_p = 7,5\text{KG/cm}^2$;

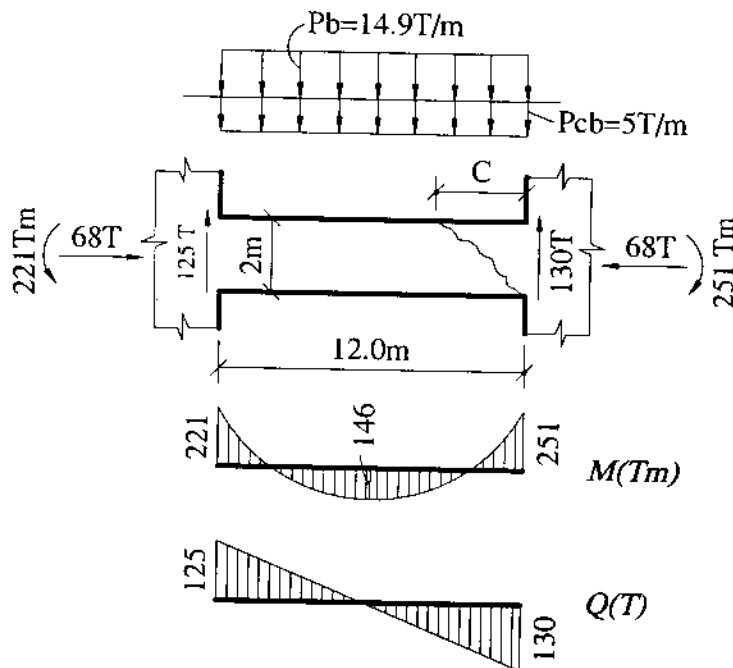
$m_p = 1,15$ bảng 6(2)

Cốt thép nhóm A-II: $R_a = 2700\text{KG/cm}^2$, $R_{ax} = 2150\text{KG/cm}^2$, $m_a = 1,15$

Công trình cấp I: $K_H = 1,25$.

Tổ hợp tải trọng của trường hợp sửa chữa:

$n_c = 0,95$ (điều 1.2). Yêu cầu xác định diện tích mặt cắt của cốt thép ngang.



Hình 22: Trạng thái cân bằng của bộ phận rộng 1m cắt từ kết cấu bản của sàn được bảo đảm bởi sự làm việc đồng thời của các phần kê bên của bản.

Tính toán:

Kiểm tra điều kiện 103(32) về kích thước mặt cắt

$$K_H \cdot n_c \cdot Q \leq 0,25 m_{b3} \cdot R_{np} \cdot b \cdot h_0$$

$$1,25 \times 0,95 \times 130 < 0,25 \times 1,15 \times 90 \times 100 \times 185 \times 10^{-3}$$

$$154T < 480T$$

Kích thước mặt cắt đạt yêu cầu.

Kiểm tra điều kiện 104(38) về sự cần thiết phải đặt cốt thép ngang

$$K_H \cdot n_c \cdot Q \leq m_{b4} \cdot R_p \cdot b \cdot h_0$$

$$1,25 \times 0,95 \times 130 > 0,9 \times 100 \times 185 \times 10^{-3} \times 7,5$$

$$154T > 125T$$

Cần phải đặt cốt thép ngang

Chiều dài hình chiếu của mặt cắt nghiêng.

$$C = \frac{h_0}{\operatorname{tg} \beta} = \frac{1,85}{0,98} = 1,98m$$

Trong đó: β là góc nghiêng của mặt cắt nguy hiểm;

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{2}{1 + \frac{M}{Q \cdot h_0}} = \frac{2}{1 + \frac{251}{130 \times 1,85}} = 0,98$$

Vì $C = 1,89m \approx 1,8m$ là chiều dài đoạn một đầu của biểu đồ M tính tới điểm $M = 0$, nên ta lấy chiều dài đoạn đặt cốt thép bằng $C = 1,8m$.

Xác định lực ngang Q_1 tác dụng trong mặt cắt nghiêng.

$$Q_1 = Q - Q_0 + W \cdot \cos \beta = Q_{\text{gói}} - \frac{1}{2} p_{\text{ch}} \cdot C - p_b \cdot C + \frac{1}{2} p_b \cdot C = \\ 130 - 5 \times \frac{1}{2} \times 1,8 - 1,49 \times 1,8 + 14,9 \times \frac{1}{2} \times 1,8 = 112,1T$$

Xác định Q_b

$$K = 0,5 + 2 \left(\frac{F_a}{b \cdot h_0} \cdot \frac{R_a}{R_{np}} + \frac{N}{b \cdot h_0 \cdot R_{np}} \right) = 0,5 + 2 \left(\frac{39}{100 \times 185} \times \frac{2700}{90} + \frac{68 \cdot 10^3}{100 \times 185 \times 90} \right) = 0,709$$

Lực ngang do bê tông tại mặt cắt nghiêng nguy hiểm chịu là

$$Q_b = K \cdot R_p \cdot b \cdot h_0 \frac{\operatorname{tg} \beta}{1,2} = 0,709 \times 7,5 \times 100 \times 185 \times \frac{0,98}{1,2} \times 10^{-3} = 80 \text{ Tấn}$$

Diện tích cần thiết của các cốt thép đai được xác định theo công thức 111(39):

$$\sum P_x = \frac{K_{11} \cdot n_c \cdot Q_1 - m_{b3} \cdot Q_b}{m_a \cdot R_{ax}} = \frac{(1,25 \times 0,95 \times 112,1 - 1,15 \times 80) \times 10^3}{1,15 \times 2150} = 16,7 \text{ cm}^2$$

trên chiều dài $C = 1,8m$.

Diện tích mặt cắt của một nhánh cốt thép đai với bước $40\text{cm} \times 80\text{cm}$ là:

$$f_x = \frac{16,7}{1,8 \times 2,5 \times 1,25} = 2,98 \text{ cm}^2$$

Chọn $\varnothing 20$ nhóm A.I ($f_x = 3,14 \text{ cm}^2$)

Ví dụ 28:

Cho sàn bê tông cốt thép của nhà máy thủy điện có kích thước:

$$h = 2m, h_0 = 1,85m, a = a' = 0,15, b = 1,0 m.$$

Tải trọng $P_b = 14,9 \text{ T/m}$ (nước)

$$P_{\text{ch}} = 5 \text{ T/m (trọng lượng bản thân).}$$

Các lực tính toán ghi trên hình 23.

Cốt thép dọc:

$$\text{Mặt dưới: Tại gối} \quad F_a^{\text{II}} = 69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tại giữa nhịp} \quad F_a^{\text{II}} = 39 \text{ cm}^2$$

Mặt trên: Tại gối $F_a^B = 39\text{cm}^2$

Tại giữa nhịp $F_a^B = 49\text{cm}^2$

Bê tông M200:

$$R_{np} = 90\text{KG/cm}^2$$

$$R_p = 7,5\text{KG/cm}^2$$

$$m_{b3} = 1,15 \text{ theo bảng 6,}$$

Cốt thép nhóm A-II:

$$R_a = 2700\text{KG/cm}^2, R_{ax} = 2150\text{KG/cm}^2;$$

$$m_a = 1,15 \text{ bảng 13. Công trình cấp I;}$$

$$K_H = 1,25 \text{ (điều 1.2). Tổ hợp tải trọng của trường hợp sửa chữa: } n_c = 0,95 \text{ (điều 1.2)}$$

Yêu cầu xác định diện tích mặt cắt cốt thép ngang.

Tính toán:

1. Kiểm tra điều kiện 103(32)

Về kích thước mặt cắt đảm bảo của bộ phận

$$\begin{aligned} K_H \cdot n_c \cdot Q &\leq 0,25 m_{b3} \cdot R_{np} \cdot b \cdot h_0 \\ 1,25 \times 0,95 \times 79 &< 0,25 \times 1,15 \times 90 \times 100 \times 185 \times 10^{-3} \\ 94T &< 480T \end{aligned}$$

Kích thước mặt cắt đảm bảo.

2. Kiểm tra điều kiện 104(38) về sự cần thiết phải đặt cốt thép

$$\begin{aligned} K_H \cdot n_c \cdot Q &\leq m_{b4} \cdot R_p \cdot b \cdot h_0 \\ 1,25 \times 0,95 \times 79 &< 0,9 \times 100 \times 185 \times 10^{-3} \\ 94T &< 125T \end{aligned}$$

Điều kiện 104(38) được thoả mãn, không cần tính toán cốt thép ngang mà đặt theo cấu tạo (theo điều 3.2.36 của chỉ dẫn về cấu tạo cốt thép của các công trình thủy công, cho phép không đặt cốt thép ngang).

Không cần tính đến mặt cắt nghiêng theo tác dụng của mô men uốn vì đây là kết cấu bản.

Ví dụ 29:

Cho tường chắn bê tông cốt thép chịu tải trọng:

$$P_d = 10\text{T/m (đất);}$$

$$P_b = 20\text{T/m (xiêm).}$$

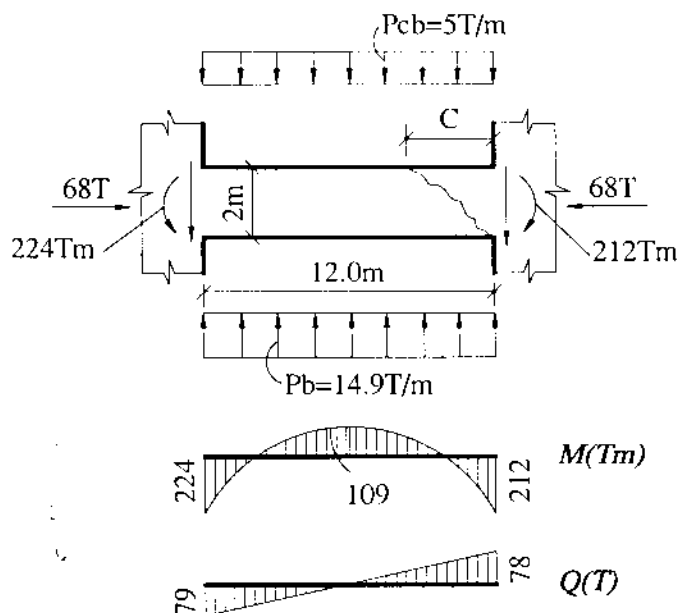
Các lực tính toán ở mặt ngàm chân tường: $M = 2160\text{ Tm}$, $Q = 360\text{ Tấn}$, $N = 0$, $h = 5\text{m}$, $h_0 = 4,9\text{m}$, $b = 1\text{m}$

Bê tông M200: $R_{np} = 90\text{ KG/cm}^2$, $R_p = 7,5\text{ KG/cm}^2$; $m_{b3} = 1,15$ bảng 6.

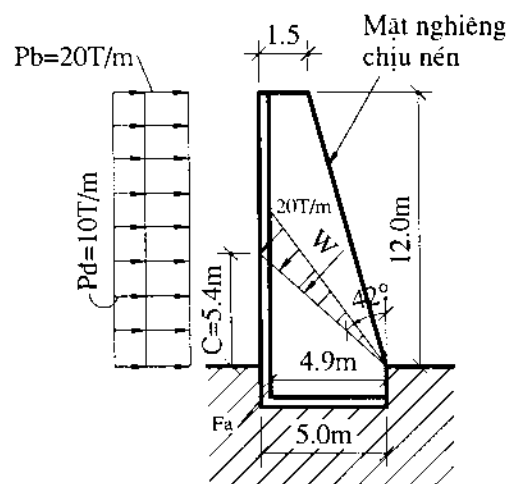
Cốt thép nhóm A-II: $R_a = 2700\text{ KG/cm}^2$, $R_{ax} = 2150\text{ KG/cm}^2$, $m_a = 1,15$ bảng 13. Công trình cấp I: $K_H = 1,25$ (điều 1.2).

Tổ hợp tải trọng của thời kỳ xây dựng: $n_c = 0,95$ (điều 1.2).

Yêu cầu xác định diện tích mặt cắt cốt thép ngang (hình 24).



Hình 23



Hình 24

Tính toán:

Cốt thép dọc cần thiết:

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b}{m_a \cdot R_a} \left(h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 \cdot K_{lt} \cdot n_c \cdot M}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} \right) = \frac{1,15 \times 90 \times 100}{1,19 \cdot 2700} \left(490 - \sqrt{490^2 - \frac{2 \times 1,25 \times 0,95 \times 2160 \times 10^5}{1,15 \times 90 \times 100}} \right) = 178 \text{ cm}^2$$

Chọn 8 Ø 55, A – II ($F_a = 190,1 \text{ cm}^2$).

Chiều cao tương đối của vùng chịu nén của mặt cắt:

$$\xi = \frac{F_a}{b \cdot h_0} \cdot \frac{R_a}{R_{np}} = \frac{190}{100 \times 490} \times \frac{2700}{90} = 0,116$$

hệ số $K = 0,5 + 2 \xi = 0,732$.

Góc giữa mặt cắt nghiêng và phương đứng

$$\tan \beta = \frac{2}{1 + \frac{M}{Q \cdot h_0}} = \frac{2}{1 + \frac{2160}{360 \times 4,9}} = 0,9$$

$$\beta = 42^\circ$$

Vì chiều cao mặt cắt $h > 60 \text{ cm}$ nên lực ngang do bê tông của vùng chịu nén trong mặt cắt

ngiêng chịu phải giảm đi 1,2 lần.

$$Q_b = \frac{K \cdot R_p \cdot b \cdot h_0 \cdot \operatorname{tg} \beta}{1,2} = \frac{0,732 \times 7,5 \times 1 \times 4,9 \times 0,9}{1,2}$$

$$Q_b = 202 \text{ Tấn}$$

Chiều dài hình chiếu của mặt nghiêng lên phương thẳng đứng:

$$C = \frac{h_0}{\operatorname{tg} \beta} = \frac{4,9}{0,9} = 5,4$$

Trị số tính toán của lực ngang trong mặt cắt nghiêng:

$$Q_1 = Q - Q_0 + W \cos \beta = Q - (p_d + p_b)C + \frac{1}{2} p_b \cdot C = 360 - (10 + 20)5,4 + \frac{1}{2} \times 20 \times 5,4 = 252 \text{ T}$$

Cốt xiên cần thiết khi đặt chúng xiên với góc = 45° (không đặt cốt đai):

$$\sum f_0 = \frac{K_{II} \cdot n_c \cdot Q_1 - m_b \cdot Q_b}{m_a \cdot R_{ax} \cdot \sin \alpha} = \frac{1,25 \times 0,95 \times 2,52 - 1,15 \times 202}{1,15 \times 2,15 \times 0,71} = 37,6 \text{ cm}^2 \text{ trên chiều dài } C=5,4 \text{ m.}$$

Đặt hai cốt xiên trong 2 mặt phẳng trong mỗi mặt phẳng:

$$\frac{\sum f_0}{2} = \frac{37,6}{2} = 18,8 \text{ cm}^2$$

Đặt 2 Ø 50 A-II (19,63 cm²) trong mỗi mặt phẳng

Ví dụ 30

Cho như ví dụ 29 nhưng tải trọng hướng vào phía mặt nghiêng của tường (hình 25). Yêu cầu tính toán diện tích mặt cốt thép ngang.

Tính toán:

Cốt thép dọc cần thiết như ở ví dụ 29 là:

$$F_a = 178 \text{ cm}^2. \text{ Chọn } 8 \text{ Ø } 55, \text{ A-II } (F_a = 190,1 \text{ cm}^2)$$

Từ ví dụ trước: $\xi = 0,116$. $K = 0,732$,

$$\operatorname{tg} \beta = 0,9, \beta = 42^\circ$$

Chiều cao làm việc ở đầu mặt cắt nghiêng:

$$h_0 = \frac{h_0^n \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \theta + \operatorname{tg} \beta} = \frac{4,9 \times 0,9}{0,292 + 0,9} = 3,69 \text{ m}$$

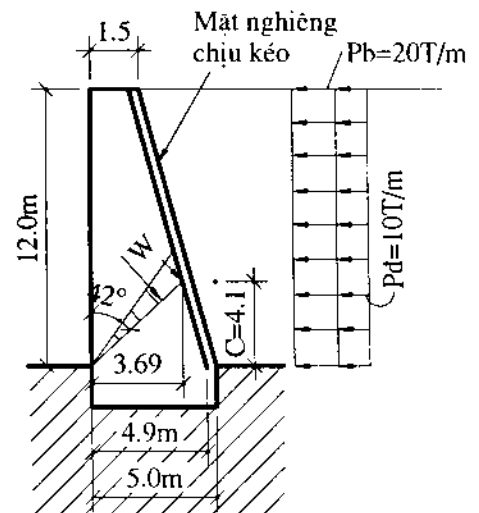
Trong đó:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{5 - 1,5}{12} = 0,292$$

Vì chiều cao mặt cắt $h > 60 \text{ cm}$ nên lực ngang

do bê tông vùng chịu nén bị giảm đi 1,2 lần.

$$Q_b = \frac{H \cdot R_p \cdot b \cdot h_0 \operatorname{tg} \beta}{1,2} = \frac{0,732 \times 7,5 \times 1,0 \times 3,69 \times 0,9 \times 10}{1,2} = 152 \text{ Tấn}$$



Hình 25

Chiều dài hình chiếu của mặt cắt nghiêng lên phương thẳng đứng:

$$C = \frac{h_0}{\operatorname{tg} \beta} = \frac{3,69}{0,9} = 4,1 \text{ m}$$

Trị số tính toán của lực ngang:

$$Q_1 = Q - Q_0 + W \cos \beta = Q - (p_d + p_b) C + \frac{1}{2} p_b \cdot C = 360 - (10 + 20) 4,1 + \frac{1}{2} \times 20 \times 4,1 = 280 \text{ Tấn}$$

Mômen uốn tại đầu mặt cắt nghiêng:

$$M = 30(12 - 4,1)^2 \times \frac{1}{2} = 935 \text{ Tm}$$

$$X = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2K_H \cdot n_c \cdot M}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} = 369 - \sqrt{136 \cdot 200 - \frac{2 \times 1,25 \times 0,95 \times 935 \cdot 10^5}{1,15 \times 90 \times 100}} = 30 \text{ cm}$$

Tay đòn nội ngẫu lực:

$$Z = h_0 - \frac{X}{2} = 3,69 - \frac{0,3}{2} = 3,54 \text{ m.}$$

Lực ngang do cốt thép dọc chịu kéo chịu

$$Q_a = \frac{M}{Z} \operatorname{tg} \theta = \frac{935}{3,54} \times 0,292 = 77 \text{ Tấn}$$

Cốt thép xiên cần thiết khi chỉ đặt chúng xiên với góc $\alpha = 45^\circ$ (không đặt cốt đai):

$$\sum F_0 = \frac{K_H \cdot n_c \cdot Q_1 - m_b \cdot Q_b - m_a \cdot Q_a}{m_a \cdot R_{ax} \cdot \sin \alpha} = \frac{1,25 \times 0,95 \times 280 - 1,15 \times 152 - 1,15 \times 77}{1,15 \times 2,150 \times 0,71} = 39,4 \text{ cm}^2$$

trên chiều dài $C = 4,1 \text{ m}$.

Đặt hai cốt xiên trong 2 mặt phẳng, trong mỗi mặt phẳng đặt:

$$F_0 = \frac{39,4}{2} = 19,7 \text{ cm}^2$$

Chọn 2 Ø 50 A-II ($19,6 \text{ cm}^2$).

Ví dụ 31: Cho rầm bê tông cốt thép chịu uốn có mặt cắt hình chữ nhật với 50 cm, $h = 40 \text{ cm}$. Bê tông M300: $R_{np} = 135 \text{ KG/cm}^2$; $R_p = 10 \text{ KG/cm}^2$; $m_{b3} = 1,0$ bảng 6. Trong rầm đặt 2 khung cốt thép phẳng với các thanh ngang bằng thép nhóm A-II đường kính 12mm ($f_x = 1,13 \text{ cm}^2$), bước $u = 15 \text{ cm}$, $m_a = 1,1$ bảng 13.

Cốt thép dọc tính toán nhóm A-II, $F_a = 12,56 \text{ cm}^2$

Mômen uốn trong mặt cắt thẳng góc đi qua điểm cuối của mặt cắt nghiêng trong vùng chịu nén. $M = 11 \text{ Tm}$, lực ngang trong mặt cắt thẳng góc này $Q = 14 \text{ tấn}$. Công trình cấp III: $K_H = 1,15$. Tổ hợp tải trọng cơ bản $n_c = 1$, $h_0 = h - a = 40 - 4 = 36 \text{ cm}$.

Tính toán:

Kiểm tra điều kiện 103(32).

$$0,25 m_{b3} \cdot R_{np} \cdot b \cdot h_0 \geq K_H \cdot n_c \cdot Q$$

$$0,25 \times 1 \times 135 \times 50 \times 36 \cdot 10^{-3} > 1,15 \times 1 \times 14$$

$$60,7 \text{ Tấn} > 16,1 \text{ Tấn}$$

Nghĩa là đủ kích thước mặt cắt ngang.

Kiểm tra điều kiện 105(93) về sự cần thiết phải đặt cốt ngang tính toán:

$$\xi = \frac{F_a}{bh_0} \cdot \frac{R_a}{R_{np}} = \frac{12,56}{50 \times 36} \times \frac{3600}{135} = 0,185$$

$$K = 0,5 + 2\xi = 0,870$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{2}{1 + \frac{M}{Qh_0}} = \frac{2}{1 + \frac{1100000}{14000 \times 36}} = 0,628$$

Điều kiện ở điều (3-45) được thoả mãn, nghĩa là:

$$0,5 \leq \operatorname{tg} \beta \leq 1,5$$

$$Q_b = K \cdot R_p \cdot b \cdot h_0 \cdot \operatorname{tg} \beta = 0,870 \times 10 \times 50 \times 36 \times 0,628 = 9,8T$$

$$m_{b3} \times Q_b = 1 \times 9,8 = 9,80 < K_H \cdot n_c \cdot Q = 16,1T$$

Như vậy cần phải đặt cốt thép ngang.

Rầm chịu uốn có chiều cao mặt cắt không đổi nên việc kiểm tra độ bền của mặt cắt nghiêng được tiến hành theo điều kiện 111(39).

$$K_H \cdot n_c \cdot Q_1 \leq \sum m_a \cdot R_{ax} \cdot F_x + m_b \cdot Q_b$$

Chiều dài hình chiếu của mặt cắt nghiêng lên trục dọc của rầm:

$$C = \frac{h_0}{\operatorname{tg} \beta} = \frac{36}{0,628} = 54 \text{ cm}$$

Số lượng cốt thép ngang cắt qua mặt cắt nghiêng ở mỗi bên của rầm:

$$\frac{C}{n} = \frac{54}{15} = 3,4 \text{ thanh}$$

Vì cốt đai 2 nhánh nên số thanh thép đai cắt qua mặt cắt nghiêng là 8 cái.

$$\sum m_a R_{ax} F_x + m_b \cdot Q_b = 1,1 \times 2150 \times 8 \times 1,131 + 1 \times 9600 = 31 \text{ Tấn} > 16,1 \text{ Tấn}$$

Độ bền của mặt cắt nghiêng được đảm bảo.

Theo điều 3.49, cho phép kiểm tra độ bền của các bộ phận chịu uốn có cốt thép đai công thức 114:

$$m_b \cdot Q_{xb} \geq K_H \cdot n_c \cdot Q$$

Dùng công thức 119 xác định nội lực trong các thanh cốt ngang trên một đơn vị chiều dài của bộ phận:

$$q_x = \frac{m_a \cdot R_{ax} \cdot f_x \cdot n}{u} = \frac{1,1 \times 2150 \times 1,131 \times 2}{15} = 356 \text{ KG/cm}^2 > \frac{R_p \cdot b}{2} = \frac{10 \times 50}{2} = 250 \text{ KG/cm}^2$$

Tức là điều kiện theo 120 được thoả mãn:

$$Q_{xb} = \sqrt{8 \times R_p \cdot b h_0^2 q_k} = \sqrt{8 \times 10 \times 50 \times 36^2 \times 356} = 43 \text{ Tấn} > K_{H1} \cdot n_c \cdot Q = 16,1 \text{ Tấn}$$

Độ bền mặt cắt nghiêng được bảo đảm.

Kiểm tra khoảng cách bước giữa các cốt thép ngang theo điều kiện 113(41), với $K = 2$ và theo các yêu cầu về cấu tạo:

$$u_{\max} = \frac{2m_b \cdot R_p \cdot b h_0^2}{K_{H1} \cdot n_c \cdot Q_1} = \frac{2 \times 1 \times 10 \times 50 \times 36^2}{1,15 \times 1 \times 14000} = 92,6 \text{ cm} > u = 15 \text{ cm}$$

$$\text{và } u < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}, u \text{ không được lớn hơn } 15 \text{ cm vì } h < 45 \text{ cm.}$$

Như vậy việc đặt cốt thép như trên thoả mãn mọi yêu cầu.

Ví dụ 32

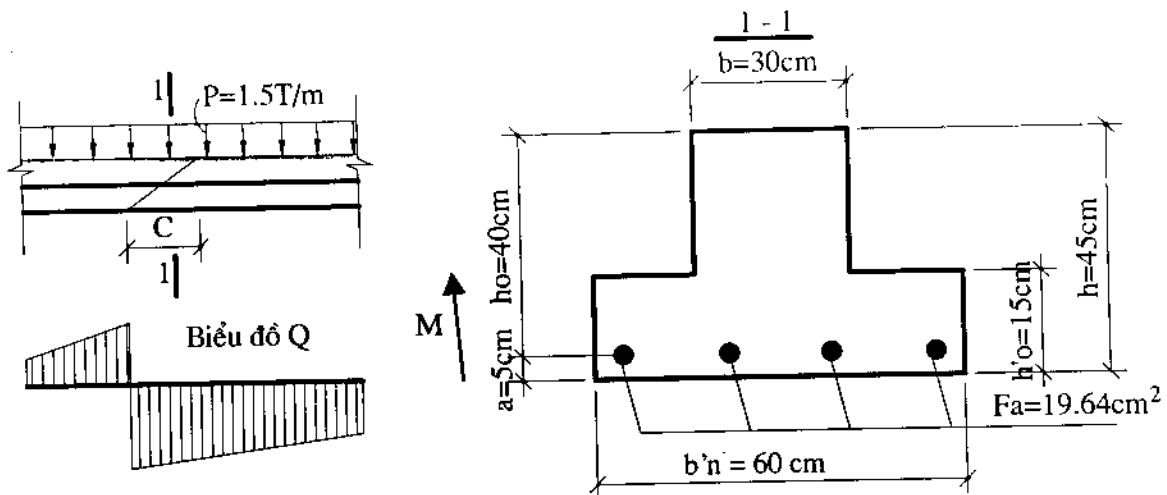
Cho một rầm bê tông cốt thép trên nền đàn hồi chịu tải trọng phân bố đều $p = 1,5 \text{ Tấn/m}$ với các kích thước mặt cắt ngang như trên hình 26.

Bê tông M400: $R_{np} = 17,5 \text{ KG/cm}^2$, $R_p = 12 \text{ KG/cm}^2$, $m_{b3} = 1,0$ bảng 6

Cốt thép ngang bằng thép nhóm A-III: $R_a = 3600 \text{ KG/cm}^2$, $m_a = m_{a2} = 1,1$

Lực ngang lớn nhất $Q = 14 \text{ Tấn}$. Mômen uốn tại mặt cắt có lực ngang lớn nhất là $M = 14 \text{ Tm}$.
Công trình cấp III: $K_{H1} = 1,15$.

Tổ hợp tải trọng cơ bản: $n_c = 1,0$. Yêu cầu xác định đường kính và bước của các cốt thép ngang



Hình 26

Tính toán:

Kiểm tra điều kiện 103(32):

$$0,25 \times m_{b3} \times R_{np} \cdot b h_0 = 0,25 \times 1 \times 17,5 \times 30 \times 40 \cdot 10^{-3} = 52,5 \text{ Tấn} > K_{H1} \cdot n_c \cdot Q = 1,15 \times 1 \times 14 = 16,1 \text{ Tấn}$$

Như vậy đủ kích thước mặt cắt.

Vì rầm nằm trên nền đàn hồi nên tính toán mặt cắt nghiêng theo độ bền được xác định theo điều kiện 104(38):

$m_{b4} \cdot R_p \cdot b \cdot h_0 = 0,9 \times 12 \times 30 \times 40 \times 10^{-3} = 13 \text{ Tấn} < K_H \cdot n_c \cdot Q = 16,1 \text{ Tấn}$, nghĩa là cần phải tính toán cốt thép ngang.

Việc tính toán cốt thép ngang được tiến hành theo điều kiện 114:

$$K_H \cdot n_c \cdot Q \leq m_b \cdot Q_{xb}$$

Xác định nội lực trong cốt thép đai trên một đơn vị chiều dài của bộ phận:

$$q_x = \frac{(K_H \cdot n_c \cdot Q)^2}{8m_b^2 R_p \cdot b h_0^2} = \frac{(1,15 \times 1 \times 14000)^2}{8 \times 1^2 \times 12 \times 30 \times 40^2} = 56,3 \text{ KG/cm}^2$$

$$u = \frac{2m_b \cdot R_p \cdot b h_0^2}{K_H \cdot n_c \cdot Q_1} = \frac{2 \times 1 \times 12 \times 30 \times 40^2}{1,15 \times 1 \times 14000} = 71,6 \text{ cm}$$

Khi $h \leq 45 \text{ cm}$ theo các yêu cầu về cấu tạo khoảng cách u nhỏ nhất giữa các cốt ngang không được lớn hơn 15 cm, ta lấy $u = 15 \text{ cm}$.

Vậy diện tích mặt cắt các cốt đai trong một mặt cắt thẳng góc với trục dọc của rầm:

$$f_x = \frac{q_x \cdot u}{m_a \cdot R_{ax}} = \frac{56,3 \times 15}{1,1 \times 2150} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Ngoài ra, từ điều kiện 116 và 120 đối với rầm:

$$f_x \geq \frac{R_p \cdot b \cdot u}{2m_a \cdot R_{ax}} = \frac{12 \times 30 \times 15}{2 \times 1,1 \times 2150} = 1,14 \text{ cm}^2$$

Ta chọn hai thanh ngang trong một mặt cắt, có đường kính 10mm ($f_x = 1,57 \text{ cm}^2$).

Trên suốt chiều dài rầm đặt các thanh cốt thép ngang nhóm A-II với bước $u = 15 \text{ cm}$ ($f_x = 0,785 \text{ cm}^2$). Có thể tính toán cốt thép đai theo điều kiện 111(39):

$$K_H \cdot n_c \cdot Q_1 \leq \sum m_a \cdot R_{ax} F_x + m_b \cdot Q_b$$

Muốn vậy ta phải xác định:

$$\xi = \frac{F_a}{b h_0} \cdot \frac{R_a}{R_{np}} = \frac{19,64}{30 \times 40} \times \frac{3600}{175} = 0,34$$

$$K = 0,5 + 2\xi = 1,18$$

$$\text{tg} \xi = \frac{2}{1 + \frac{2}{Q h_0}} = \frac{2}{1 + \frac{1400000}{14000 \times 40}} = 0,57$$

Như vậy điều kiện ở điều 3.45 được thoả mãn:

$$0,5 \leq \text{tg} \beta \leq 1,5$$

$$Q_b = K R_p \cdot b h_0 \cdot \text{tg} \beta = 1,18 \times 12 \times 30 \times 40 \times 0,57 \times 10^{-3} = 9,7 \text{ T}$$

$$\sum F_x = \frac{K_H \cdot n_c \cdot Q - m_b Q_b}{m_a R_{ax}} = \frac{1,15 \times 1 \times 14000 - 1 \times 9700}{1,1 \times 2150} = 2,73 \text{ cm}^2$$

Xác định chiều dài hình chiếu mặt cắt nghiêng:

$$C = \frac{h_0}{\operatorname{tg}\beta} = \frac{40}{0,57} = 70\text{cm}$$

$$u_{\max} = \frac{K \cdot m_b \cdot R_p \cdot b h_0^2}{K_{II} \cdot n_c \cdot Q_1} = \frac{1,18 \times 1 \times 12 \times 30 \times 40^2}{1,15 \times 1 \times 14000} = 42,3\text{cm}$$

Theo các yêu cầu về cấu tạo thì: $u \leq 15\text{cm}$

Ta lấy $u = 15\text{cm}$.

Xác định số thanh cốt thép ngang cắt qua mặt cắt nghiêng

$$\frac{C}{u} + 1 = \frac{70}{15} + 1 = 5$$

Với cốt thép đai loại 2 nhánh trong một mặt cắt thì:

$$f_x = \frac{\sum F_x}{2 \times 5} = \frac{2,73}{10} = 0,273\text{cm}^2$$

Ta đặt cốt thép ngang trong rầm theo cấu tạo bằng hai khung cốt thép ngang với thanh thép đai có đường kính 10mm, thép nhóm A-II, bước bằng 15cm $f_x = 0,785\text{cm}^2$.

Ví dụ 33

Cho các tải trọng tính toán lên công xon của trụ pin đập (hình 27) là: lực tập trung $P = 800$ Tấn, trọng lượng bản thân khi $\gamma_{bt} = 2,4$ Tấn/ m^3 . Công trình cấp II: $K_{II} = 1,2$ (điều 1.2). Tổ hợp tải trọng cơ bản: $n_c = 1,0$ (điều 1.2). Bê tông M200: $R_{np} = 90\text{KG}/\text{cm}^2$, $R_p = 7,5\text{KG}/\text{cm}^2$, $m_b = 1,15$ bảng 6. Cốt thép nhóm A-II, $R_a = 2700\text{KG}/\text{cm}^2$, $m_a = 1,15$ bảng 13.

Yêu cầu tính toán phần trên của trụ pin đập có công xon và cho sơ đồ bố trí cốt thép.

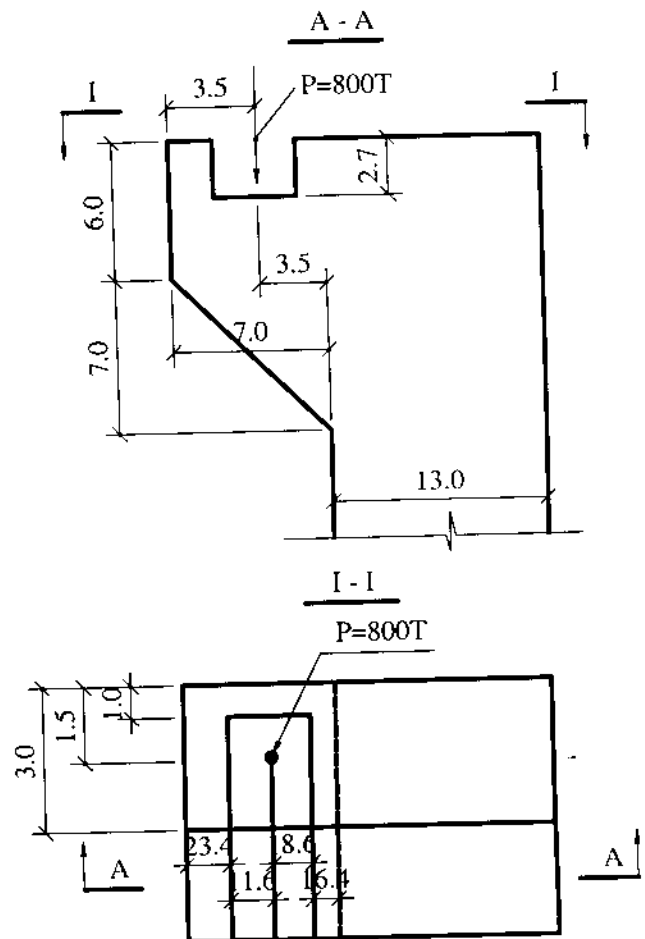
Tính toán:

Tính toán tĩnh học bằng phương pháp phần tử hữu hạn theo chương trình mẫu.

Vùng tính toán là phần trên của trụ có công xon cao 26m, gồm 817 phần tử tam giác liên kết với nhau ở 452 điểm nút có bước giữa các nút theo hướng thẳng đứng và nằm ngang như nhau và bằng 1m.

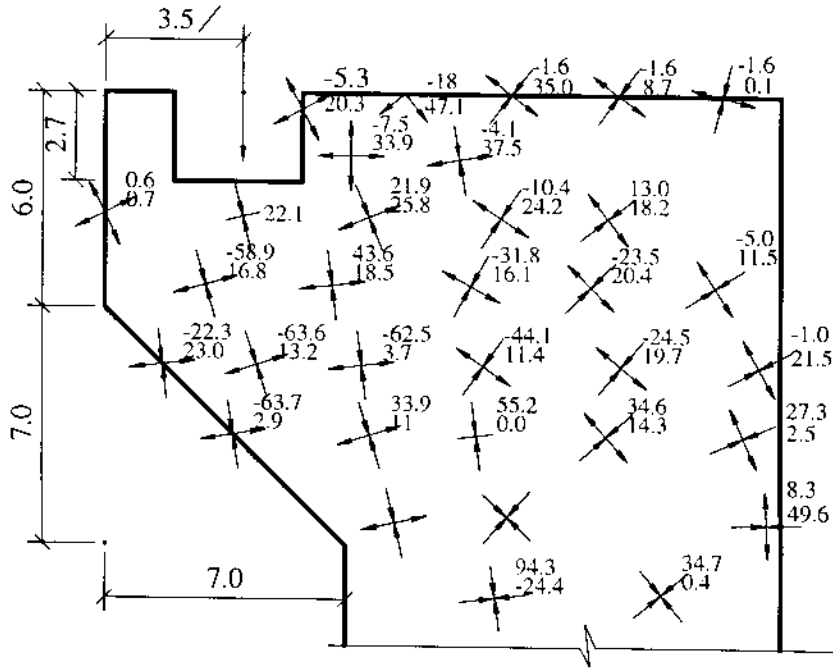
Tính toán đối với trạng thái ứng suất phẳng với hệ số biến dạng ngang $\mu = 0,15$.

Trên hình 28 trình bày các trị số và hướng của các ứng suất chính mà máy tính điện tử đã tính được.

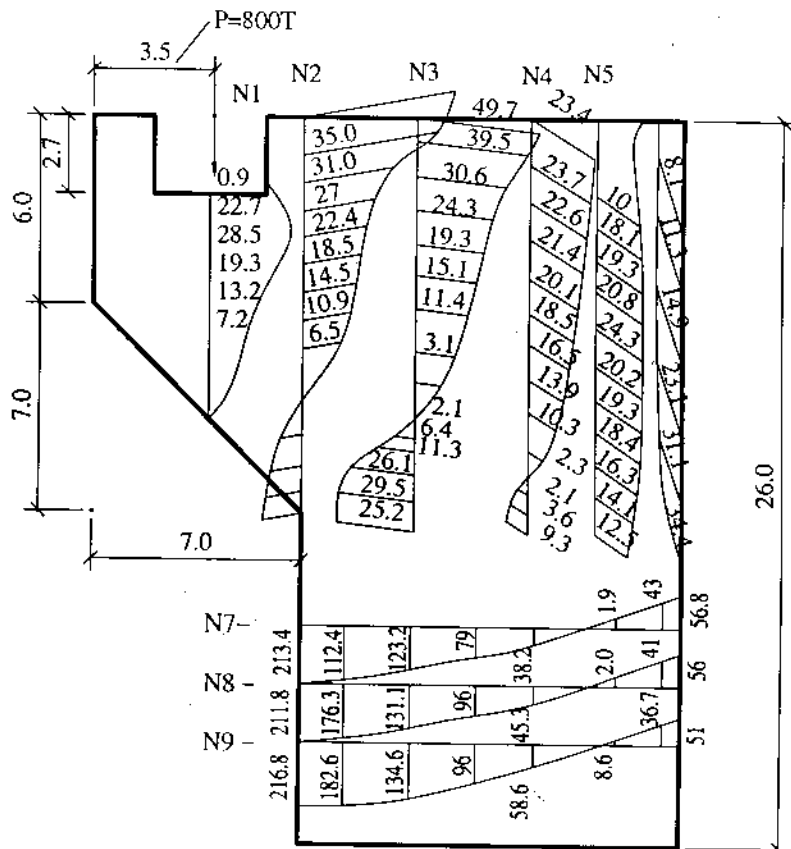


Hình 27

Trên hình 30 trình bày biểu đồ $\frac{\sigma_{ch}}{\cos \alpha}$ trong các mặt cắt nguy hiểm nhất của công xon; mặt cắt gối hai mặt cắt kê bên, cách gối 3m về 2 phía.



Hình 28: Trị số và hướng của các ứng suất chính (+) kéo, (-) nén



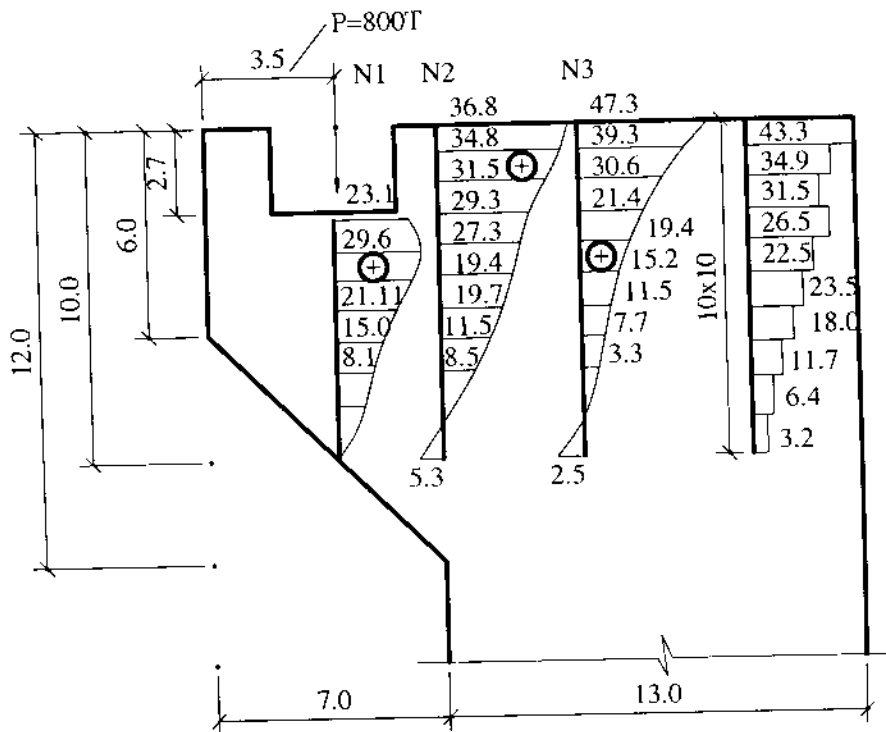
Hình 29: Biểu đồ các ứng suất chính σ_{ch} , T/m², (+) kéo, (-) nén

Trong các công xon ngắn, các ứng suất kéo chính không phụ thuộc vào trị số của chúng, phải hoàn toàn do cốt thép nằm ngang (hoặc cốt xiên theo hướng ứng suất kéo chính) chịu. Diện tích mặt cốt thép nằm ngang được tính theo công thức 126 với số liệu ghi trên hình 30 theo biểu đồ bao của cả 3 mặt cắt $N_1, 2, 3$ đã nêu trên:

$$F_a = \frac{K_H \cdot n_c \sum b \cdot \Delta h \frac{\sigma_{chk}}{\cos \alpha}}{m_a R_a} = \frac{1,2 \times 1 \times 300 \times 100 (4,3 + 3,5 + 3,2 + \dots + 0,6 + 0,3)}{1,15 \times 2700} = 264 \text{ cm}^2$$

Cốt thép tính được phân bố theo chiều cao vùng chịu kéo của trụ pin phù hợp với biểu đồ bao

$\frac{\sigma_{chk}}{\cos \alpha}$ như sau:



Hình 30. Biểu đồ bao các trị số $\frac{\sigma_{chk}}{\cos \alpha}$

$F_{a1}=50,2 \text{ cm}^2$	Chọn 5 Ø 32 A-II + 6 Ø 25 A=II	69,7 cm ²
$F_{a2}=40,6 \text{ cm}^2$	8 Ø 25 A-II	39,3 cm ²
$F_{a3}=37,1 \text{ cm}^2$	8 Ø 25 A-II	39,3 cm ²
$F_{a4}=30,8 \text{ cm}^2$	8 Ø 25 A-II	39,3 cm ²
$F_{a5}=31,8 \text{ cm}^2$	8 Ø 25 A-II	39,3 cm ²
$F_{a6}=27,8 \text{ cm}^2$	8 Ø 20 A-II	25,1 cm ²
$F_{a7}=20,4 \text{ cm}^2$	8 Ø 20 A-II	25,1 cm ²
$F_{a8}=19,6 \text{ cm}^2$	4 Ø 20 A-II	12,6 cm ²
$F_{a9}=7,5 \text{ cm}^2$	4 Ø 20 A-II	12,6 cm ²
$F_{a10}=3,7 \text{ cm}^2$	4 Ø 20 A-II	12,6 cm ²

Cốt thép phân bố thẳng đứng được lấy trong khoảng 15 % cốt thép tính toán: chọn 4 Ø 16 A-II trên 1 mét. Cốt thép nằm ngang cần được kiểm tra thêm mô men uốn ở mặt cắt ngàm của công xon:

$$M_{u\text{on}} = 4142 \text{ Tm}$$

Với $h_0 = 12 \text{ m}$

$$F_s = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b}{m_a \cdot R_s} \left(h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2K_H \cdot n_c \cdot M}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} \right) = \frac{1,15 \times 90 \times 300}{1,15 \times 2700} \left(1200 - \sqrt{1440000 - \frac{2 \times 12 \times 4142 \times 10^5}{1,15 \times 90 \times 300}} \right) = 140 \text{ cm}^2$$

Cốt thép này được đặt trong 3 m chiều cao của trụ pin như sau:

$$5 \text{ Ø } 32 + 11 \text{ Ø } 25 + 11 \text{ Ø } 25 = 148,3 \text{ cm}^2 > 140 \text{ cm}^2$$

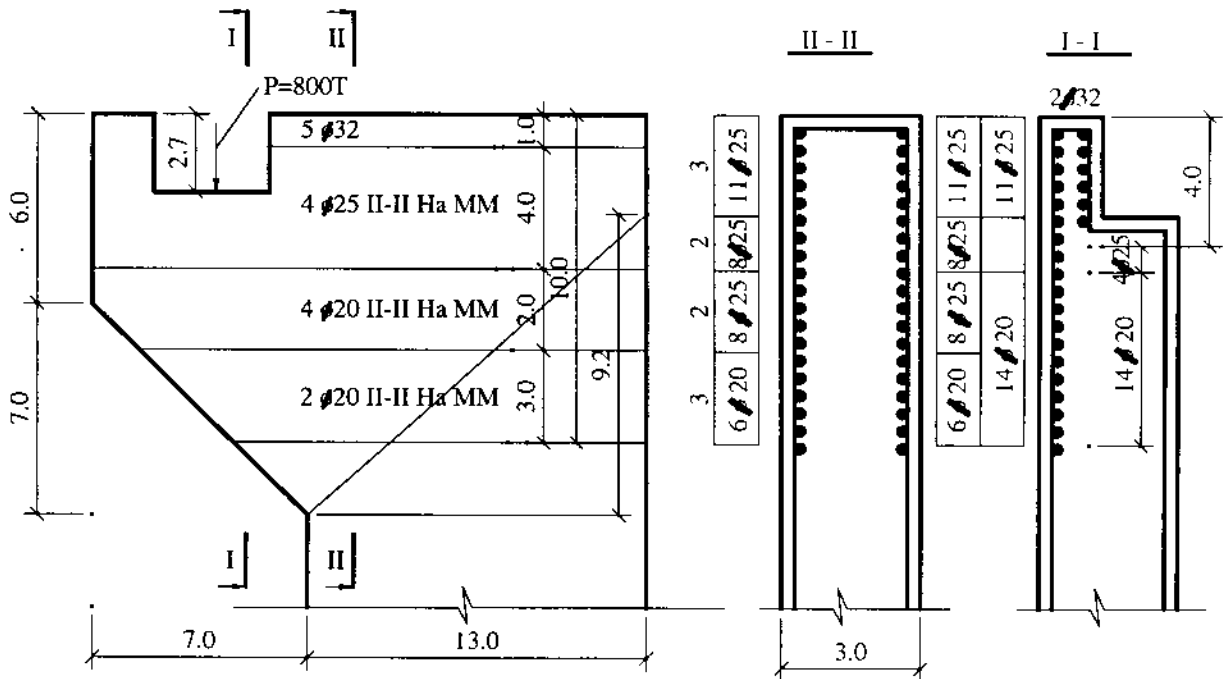
Nếu $h_0 = 10 \text{ m}$, cũng tính bằng công thức trên ta có:

$F_s = 160 \text{ cm}^2$, và đặt trong 4 chiều cao trụ pin như sau:

$$2 \text{ Ø } 32 + 15 \text{ Ø } 25 + 15 \text{ Ø } 25 = 164,4 \text{ cm}^2 > 160 \text{ cm}^2$$

Như vậy cốt thép đủ để chịu mô men uốn. Nên ngàm cốt thép chịu kéo nằm ngang vào vùng chịu nén, hoặc khi tồn tại ứng suất kéo trong toàn bộ vùng trên của trụ pin như trong ví dụ trên thì nên ngàm chúng vào quá mặt cắt nghiêng I-I (hình 31) là mặt cắt đi qua điểm cuối của mặt cắt gối tại vùng chịu nén và cắt ra một khối bê tông có mô men giữ do trọng lượng bản thân nó (và do tất cả các lực trong phần này) bằng mô men do tải trọng trên công xon và do trọng lượng bản thân công xon đối với điểm = 0, nghĩa là:

$$M_0 = -800 \times 3,5 - 2,4 \left(3 \times 6 \times 7 \times 3,5 + 0,5 \times 3 \times 7 \times 7 \times \frac{1}{3} \times 7 - 2 \times 3,02 \times 2,7 \times 3,15 \right) + 2,4 \left(3 \times 13 \times 13 \times 6,5 - 0,5 \times 3 \times 13 \times 9,2 \times \frac{2}{3} \times 13 \right) = 2800 - 1342 + 4160 = -4142 + 4160 > 0$$



Hình 31. Sơ đồ bố trí cốt thép cho phần công xon ngắn

Theo các chỉ dẫn của điều 3.3.4 của chỉ dẫn cấu tạo cốt thép của các kết cấu bê tông cốt thép của các công trình thủy công trên sông, chiều dài ngàm cốt thép được xác định theo công thức:

$$l_{\text{nh}} = m_{\text{nh}} \left(\frac{R_a}{R_{\text{np}}} + \Delta l_{\text{nh}} \right) d = 0,7 \left(\frac{2700}{90} + 11 \right) d = 30d$$

Có thể thực hiện việc neo cốt thép chịu kéo nằm ngang bằng cốt thép thẳng đứng (phân bố) được chôn chặt vào vùng chịu nén của các mặt cắt nằm ngang N^0 7, 8, 9. Vì ứng suất kéo chính ở vùng trên của trụ pin (trong các mặt cắt 4, 5, 6, 7, 8, 9) nhỏ hơn nhiều so với $R_p=7,5$ KG/cm² và vì nếu vùng chịu kéo của bê tông trong mặt cắt nói trên bị hỏng không làm việc được nữa thì kết cấu vẫn không bị mất khả năng chịu lực nên cốt thép trong vùng này của trụ pin (khi không có các tải trọng khác) chỉ đặt cấu tạo.

TÍNH TOÁN BỘ PHẬN BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO TÁC DỤNG CỤC BỘ CỦA TẢI TRỌNG

3.62. Khi tính toán các bộ phận theo nén cục bộ cần phải thỏa mãn điều kiện:

$$K_{\text{H}} \cdot n_c \cdot N \leq \mu m_b \cdot R_{\text{cm}} \cdot F_{\text{cm}}$$

Trong đó: N – lực nén dọc do tải trọng cục bộ;

μ – hệ số được lấy như sau:

$\mu = 0,1$ khi tải trọng nén cục bộ phân bố đều trên diện tích chịu nén.

$\mu = 0,75$ khi tải trọng cục bộ phân bố không đều trên diện tích chịu nén.

m_b – hệ số điều kiện làm việc lấy theo bảng 8(2):

$m_b = m_{b1} = 0,9$ nếu không có cốt thép gián tiếp (như đối với kết cấu bê tông);

$m_b = m_{b1}$ nếu có cốt thép gián tiếp (như đối với kết cấu bê tông cốt thép);

R_{cm} – cường độ chịu nén cục bộ tính toán của bê tông được xác định theo công thức:

$$R_{\text{cm}} = \gamma_b \cdot R_{\text{np}}$$

Trong đó:

$\gamma_b = \sqrt[3]{\frac{F_p}{F_{\text{cm}}}}$ nhưng không được lớn hơn các trị số ghi trong bảng 24, tùy theo sơ đồ đặt tải trọng;

F_p – diện tích tính toán được xác định theo các chỉ dẫn ở điều 3-63;

F_{cm} – diện tích chịu nén cục bộ (nén ép).

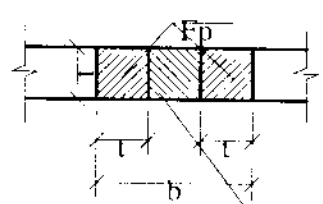
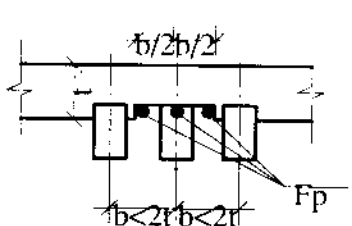
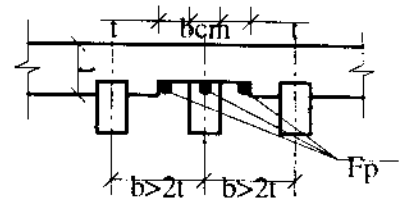
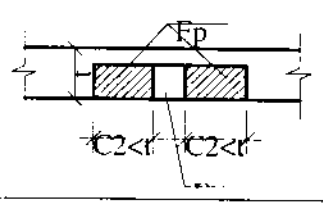
3.63. Diện tích tính toán F_p bao gồm cả các phần đối xứng qua diện tích chịu nén cục bộ F_{cm} (xem bảng 24) đồng thời phải thỏa mãn các nguyên tắc sau:

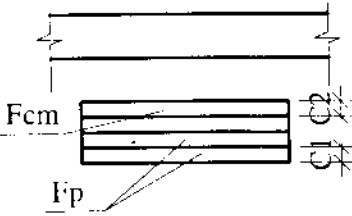
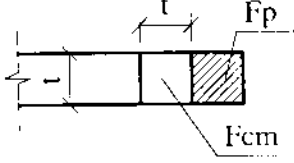
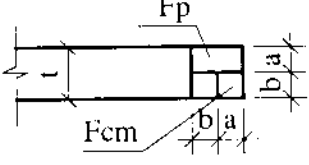
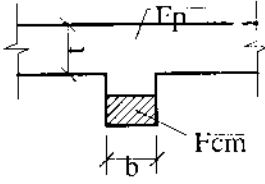
- Khi tải trọng cục bộ đặt trên toàn chiều rộng t của cấu kiện thì diện tích tính toán bao gồm cả hai phần có chiều dài không lớn hơn t nằm ở hai phía kể từ mép của tải trọng cục bộ (bảng 24a);
- Khi tải trọng cục bộ đặt tại vị trí gối là đầu các xà dọc và rầm, thì diện tích tính toán bao

gồm cả phần có chiều rộng bằng chiều sâu ngàm của xà hoặc rầm, và có chiều dài không lớn hơn khoảng cách giữa các điểm giữa của các nhịp kê với rầm (bảng 24b). Nếu khoảng cách giữa các rầm lớn hơn hai lần chiều rộng của bộ phận (bảng 24c);

- Khi tải trọng cục bộ chỉ đặt trên một phần chiều dài và chiều rộng của bộ phận thì diện tích tính toán được lấy theo bảng 24d.
- Khi xác định diện tích tính toán, đối với các mặt cắt có hình dạng phức tạp, không được tính đến các phần mà sự liên kết giữa chúng với phần chịu tải không bảo đảm mật độ tin cậy cần thiết (bảng 24e);
- Khi tải trọng cục bộ đặt ở mép và trên cả chiều rộng của bộ phận: diện tích tính toán lấy F_p lấy bằng F_{cm} (bảng 24g);
- Khi tải trọng cục bộ ở mép đặt tại góc của bộ phận: diện tích tính toán F_p được lấy như ở bảng 24h;
- Khi tải trọng cục bộ ở mép đặt trong phạm vi trụ tường hoặc ở bán bụng mặt cắt chữ T: lấy $F_p = F_{cm}$ (bảng 24i);

Bảng 24

Sơ đồ tải trọng			γ_b
Khi tải trọng cục bộ tác dụng trên toàn chiều rộng của bộ phận	a		2,5
Khi tải trọng cục bộ đặt ở các vị trí gối đầu của dầm các xà dọc, rầm	b		2,5
Như trên $b > 2t$	c		2,5
Khi tải trọng cục bộ đặt trên một phần chiều rộng và chiều dài của bộ phận	d		2,5

Sơ đồ tải trọng			γ_b
Khi vùng kề bên không được liên kết chặt chẽ đáng tin cậy với vùng chịu nén cục bộ	e		2,5
Khi tải trọng cục bộ đặt ở mép, trên suốt cả chiều rộng của bộ phận	g		1,0
Khi tải trọng cục bộ đặt ở mép trên một góc của bộ phận	h		1,0
Khi tải trọng cục bộ đặt ở phần bổ trụ của tường	i		1,0

TÍNH TOÁN CHỊU NÉN THÙNG

- 3.64. Việc tính toán chịu nén thùng của những kết cấu bản (không có cốt thép ngang) do tác dụng của các lực phân bố đều trên một diện tích hạn chế được tiến hành theo điều kiện:

$$K_{II} \cdot n_c P \leq m_b \cdot R_p \cdot b_{cp} \cdot h_0 \quad (13.4)$$

Trong đó: P – lực nén thùng;

m_b – hệ số điều kiện làm việc, được lấy theo bảng 8(2):

- Trường hợp bản chỉ có cốt thép ở mặt dưới: $m_b = m_{bd} = 0,9$;
- Trường hợp bản có cả cốt thép mặt trên và mặt dưới $m_b = m_{bs}$;

b_{cp} – Trị số trung bình cộng của chu vi đáy trên và đáy dưới của hình chóp hình thành khi chịu nén thùng trong phạm vi chiều cao làm việc h_0 của mặt cắt.

Khi xác định trị số b_{cp} và P , giả thiết rằng hiện tượng nén thùng chỉ xảy ra theo mặt bên của hình chóp có đáy nhỏ là diện tích tác dụng của lực nén thùng và các mặt bên nghiêng 45° so với phương nằm ngang (hình 32a).

Trị số của lực nén thùng P được lấy bằng trị số của lực dọc N tác dụng vào hình chóp nén thùng, nghĩa là đã trừ đi các lực (nếu có) đặt vào đáy dưới của hình chóp (tính đến mặt đặt cốt thép chịu kéo) theo hướng ngược lại sự nén thùng.

Nếu sơ đồ chất tải và gối của kết cấu làm cho hiện tượng nén thùng chỉ có thể xảy ra theo mặt bên của hình chóp có góc nghiêng của các mặt bên lớn hơn 45° (ví dụ như trong các đài cọc)

thì vế phải của điều kiện 134 được nhân với trị số $\frac{h_0}{c}$ nhưng không được lớn hơn 2,5, trong

đó: c – chiều dài của hình chiếu lên phương ngang của mặt bên của hình chóp nén thùng. Trong trường hợp có cốt thép ngang đặt trong phạm vi hình chóp nén thùng phải tiến hành tính toán theo các điều kiện:

$$K_{II} \cdot n_c \cdot P \leq 1,4 m_b \cdot R_p \cdot b_{cp} \cdot h_0 \quad 135$$

$$K_{II} \cdot n_c \cdot P \leq m_a R_a \cdot F_{xn} \quad 136$$

F_{xn} – Tổng diện tích mặt cắt cốt thép ngang cắt qua các mặt bên của hình chóp nén thùng.

Ngoài việc tính toán chịu nén thùng phải tiến hành tính toán theo tác dụng của các lực ngang.

- 3.65. Đối với các móng hình chữ nhật chịu tải đúng tâm và các móng hình vuông chịu tải lệch tâm, việc tính toán chịu nén thùng phải được tiến hành theo điều kiện:

$$K_{b,n_c} \cdot F_{p_d} \leq m_b \cdot R_p \cdot \frac{b_c + b_{II}}{2} h_0 \quad 137$$

h_0 – từng mặt của hình chóp nén thùng, trong đó:

$\frac{b_c + b_{II}}{2}$ – kích thước trung bình của cạnh đáy trên và đáy dưới của từng mặt;

F – diện tích phần đáy móng giới hạn bởi cạnh đáy dưới của mặt đang xét của hình chóp nén thùng và đoạn nối dài của các cạnh tương ứng (đa giác ABCDKG hình 33);

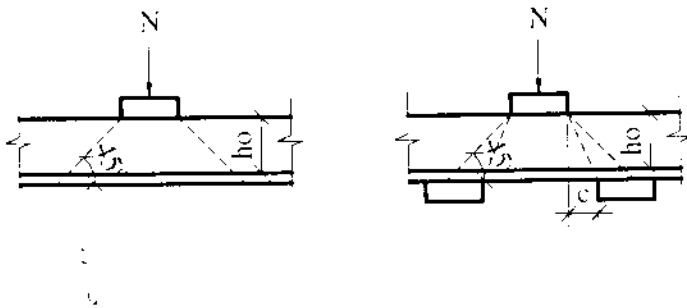
P_d – áp lực biên lớn nhất lên nền. Khi tính toán cho mặt nằm ở phía diện tích BCFK thì p_d được lấy bằng giá trị áp lực trung bình lên nền trong phạm vi diện tích tính toán F (đa giác BCFK).

Áp lực biên lớn nhất lên nền được xác định theo công thức sau:

$$p_d = \frac{M}{F_y} + \frac{N}{W_y} \quad 138$$

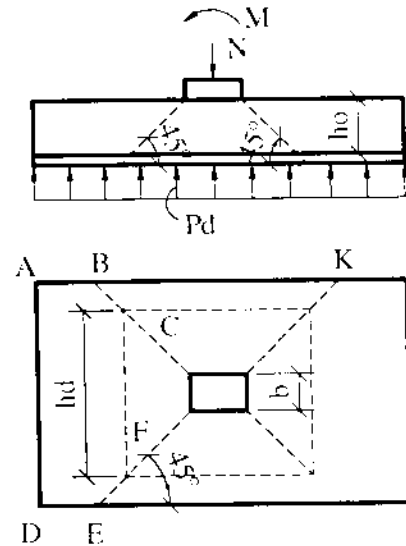
Trong đó F_y , W_y lần lượt là diện tích và mô men kháng của đáy móng.

Đối với loại móng nhiều bậc phải tiến hành kiểm tra nền thủng do từng bậc gây ra.



Hình 32

Sơ đồ hình chóp nén thủng khi góc nghiêng của mặt bên so với mặt nằm ngang bằng 45° (a), lớn hơn 45° (b)



Hình 33

Sơ đồ hình thành hình chóp ném thủng trong móng cột

TÍNH TOÁN THEO ĐỘ BỀN CÁC MẶT CẮT KHÔNG GIAN CỦA CÁC BỘ PHẬN LÀM VIỆC CHỊU XOẴN – UỐN

- 3.66. Khi tính toán các mặt cắt không gian, các nội lực giới hạn được xác định từ các tiền đề sau:
- Cường độ chịu kéo của bê tông lấy bằng không ($=0$);
 - Vùng chịu nén của mặt cắt không gian được quy ước là hoàn toàn nghiêng một góc α so với trục dọc của bộ phận; còn cường độ chịu nén của bê tông được quy ước bằng ứng suất $m_b R_{np} \sin \alpha$ phân bố đều trong vùng chịu nén;
 - Ứng suất kéo trong các cốt thép dọc và ngang cắt qua vùng chịu kéo của mặt cắt không gian đang xét được lần lượt lấy bằng cường độ tính toán $m_a R_s$ và $m_a R_{ax}$
 - Ứng suất trong cốt thép ở vùng chịu nén được lấy bằng $m_a R_{ac}$

CÁC BỘ PHẬN CÓ MẶT CẮT HÌNH CHỮ NHẬT

- 3.67. Khi tính toán các bộ phận theo chịu xoắn uốn phải tuân theo điều kiện:

$$K_{II} \cdot n_c \cdot M_k \leq 0,1 m_b \cdot R_{np} \cdot b^2 h \quad 139$$

Trong đó: b và h tương ứng là kích thước cạnh nhỏ và lớn của mặt cắt của bộ phận; đồng thời trị số R_{np} đối với bê tông có mức thiết kế cao hơn M 400 vẫn lấy như đối với bê tông M 400. Khi không thoả mãn điều kiện 139 thì phải tăng mức bê tông, hoặc tăng kích thước mặt cắt.

- 3.68. Đối với những đoạn của bộ phận mà trong đó: $M_k \leq 0,5 Q_b$ phải tiến hành tính toán các mặt cắt nghiêng so với trục dọc của bộ phận theo tác dụng của lực ngang và mô men xoắn từ điều kiện:

$$K_H \cdot n_c \left(Q + \frac{3M_k}{b} \right) \leq m_b \cdot Q_{vb} \quad 140$$

Trong đó: Q, M_k được lấy bằng trị số lớn nhất trong đoạn đang xét của bộ phận;

Q_{vb} được xác định theo công thức 115, đồng thời khi tính toán các mặt cắt nghiêng và mặt cắt thẳng góc theo tác dụng của mô men uốn không xét đến hiện tượng xoắn.

Nếu thoả mãn điều kiện:

$$M_k \leq 0,25 Q \cdot b$$

và khi có cốt thép xiên, việc tính toán được tiến hành theo điều kiện:

$$K_H \cdot n_c \left(Q + \frac{3M_k}{b} \right) \leq m_b \cdot Q_{vb} + \sum m_a R_{ax} F_a \sin \alpha$$

Đối với những đoạn của bộ phận mà trong đó:

$$M_k > 0,5 Q \cdot b;$$

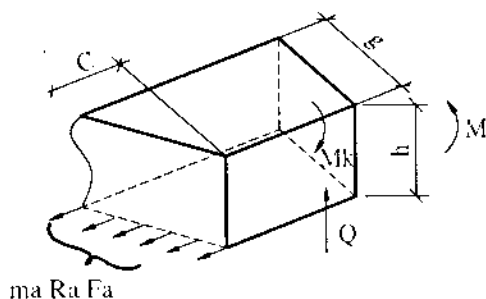
(b – kích thước cạnh thẳng góc với mặt phẳng tác dụng của mô men uốn) thì ngoài việc tính toán theo tác dụng của mô men uốn còn phải tính toán các mặt cắt không gian theo các điều 3.69 đến 3.73.

- 3.69. Khi tính toán mặt cắt không gian theo độ bền (hình 34) phải kiểm tra xem có đủ cốt thép dọc và ngang đặt ở phía mép đối diện với vùng chịu nén của mặt cắt không gian. Phải xét 3 sơ đồ tính toán có thể có về vị trí vùng chịu nén của mặt cắt không gian:

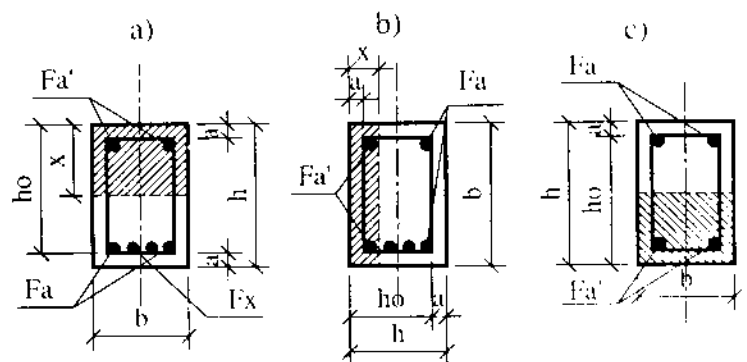
Sơ đồ 1: Vùng chịu nén này nằm ở phía mép chịu nén do uốn của bộ phận (hình 35a)

Sơ đồ 2: Vùng chịu nén này nằm ở phía mép song song với mặt phẳng tác dụng của mô men uốn (hình 35b);

Sơ đồ 3: Vùng chịu nén này nằm ở phía mép chịu kéo do uốn của bộ phận (hình 35c). Việc tính toán theo độ bền các mặt cắt không gian (hình 34) đối với bất kỳ sơ đồ nói trên nào cũng phải được tiến hành từ điều kiện:



Hình 34. Sơ đồ lực trong mặt cắt không gian của bộ phận bê tông cốt thép.



Hình 35. các sơ đồ vị trí tính toán của vùng chịu nén của mặt cắt không gian.

a) Nằm ở phía mép chịu nén do uốn của bộ phận;

b) Nằm ở phía mép song song với mặt phẳng tác dụng của mô men;

c) Nằm ở phía mép chịu kéo do uốn của bộ phận;

d) Mặt phẳng tác dụng của mô men uốn.

$$K_{ll} \cdot n_c \cdot M_k \leq m_a R_a F_a \frac{1 + \gamma \delta \beta^2}{K \beta + x} (h_0 - 0,5x) \quad 143$$

Trong đó chiều cao vùng chịu nén x được xác định theo điều kiện 26(15), đồng thời nếu $x < 2a'$ thì trong điều kiện 143 lấy $x = 2a'$.

Nếu $x > \xi_R h_0$, phải kiểm tra độ bền của mặt cắt thẳng góc theo điều (3.16)

Trong các công thức 26(15) và 143:

F_a và F_n lần lượt là diện tích mặt cắt của cốt thép dọc đặt ở vùng chịu kéo và chịu nén trong sơ đồ tính toán đã cho; b , h lần lượt là kích thước các cạnh song song và vuông góc với đường giới hạn vùng chịu nén;

$$\delta = \frac{b}{2h + b}; \beta = \frac{c}{b}$$

c – Chiều dài hình chiếu của đường giới hạn vùng chịu nén lên trục dọc của bộ phận. Việc tính toán để tìm ra “ c ” của mặt cắt không gian nguy hiểm nhất, được thực hiện bằng cách tính gần đúng dần. Đồng thời “ c ” không được lớn hơn $2h + b$ cũng như không được lớn hơn chiều dài của đoạn mà trong tính toán các lực (M , M_k , Q) được xét không đổi dấu. Trong một vài trường hợp, trị số “ c ” được xác định theo điều 3.72, 3.73.

x , k – Các hệ số đặc trưng cho tỷ lệ giữa các lực tác dụng M_k , M và Q được lấy như sau:

Khi tính toán theo sơ đồ thứ nhất (H.35a):

$$x = \frac{M}{M_k}; K = 1$$

Khi tính toán theo sơ đồ thứ hai (H35b):

$$x = 0; K = 1 + \frac{Q_h}{2M_k}$$

Khi tính toán theo sơ đồ thứ ba (H35c):

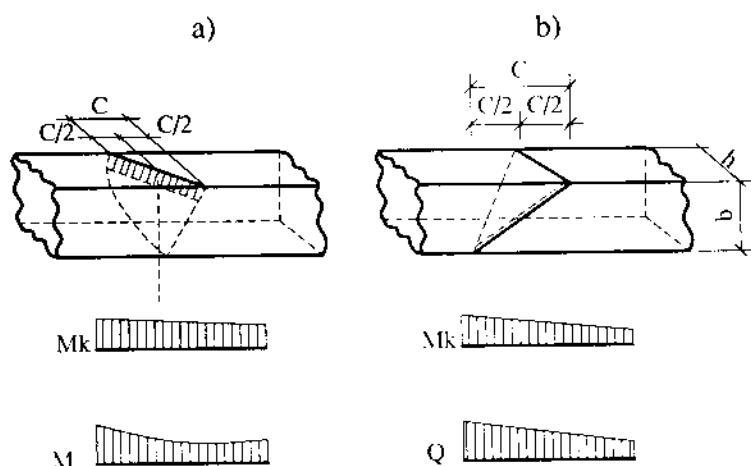
$$x = -\frac{M}{M_k}; K = 1$$

γ – hệ số đặc trưng cho tỷ lệ giữa cốt dọc và cốt ngang

$$\gamma = \frac{R_{ax} \cdot f_x b}{R_a F_a \cdot u}$$

Trong đó: f_x – diện tích mặt cắt của một thanh cốt thép đai đặt ở gần mép chịu kéo đối với sơ đồ tính toán đang xét;

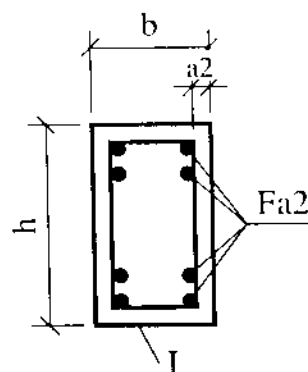
u – khoảng cách giữa các cốt thép đai nói trên.



Hình 36. Xác định các mô men uốn, xoắn và lực tác dụng trong mặt cắt không gian khi tính toán theo độ bền các bộ phận bê tông cốt thép làm việc xoắn – uốn.

a) Với sơ đồ thứ nhất và thứ ba;

b) Với sơ đồ thứ hai.



Hình 37. Các ký hiệu dùng trong phương pháp đơn giản tính toán theo điều 3.70

I – mặt phẳng tác dụng của mô men uốn.

Đồng thời trị số γ được lấy:

- Không nhỏ hơn:

$$\gamma_{\min} = \frac{0.5}{1 + 2x\sqrt{\delta}} \quad 145$$

- Và không lớn hơn:

$$\gamma_{\max} = \frac{1.5}{1 + 2x\sqrt{\delta}} \quad 146$$

Nếu $\gamma > \gamma_{\max}$ lấy $\gamma = \gamma_{\max}$;

Khi $\gamma < \gamma_{\min}$: trị số nội lực $m_u R_s F_s$ trong công thức 143 được nhân với tỷ số $e = \frac{\gamma}{\gamma_{\min}}$; trong

trường hợp này cho phép không phải hiệu chỉnh trị số x.

Mômen xoắn M_k , mô men uốn M , và lực ngang Q được lấy ở mặt cắt thẳng góc với trục dọc của bộ phận và đi qua trọng tâm của vùng chịu nén của mặt cắt không gian (hình 36).

Không cần tính toán theo sơ đồ thứ ba nếu thoả mãn điều kiện:

$$M > \frac{M_k}{2\sqrt{\delta}} \quad 147$$

CÁC PHƯƠNG PHÁP ĐƠN GIẢN TÍNH TOÁN MẶT CẮT KHÔNG GIAN

3.70. Cường độ cốt thép ngang cần thiết $\frac{f_y}{u}$ ở gần cạnh song song với mặt phẳng uốn (có chiều rộng h – hình 37) được phép xác định theo sơ đồ thứ hai theo điều kiện:

$$\frac{f_x}{u} = \gamma \frac{R_a F_{a2}}{R_{ax} \cdot h} \quad 148$$

Trong đó: trị số γ lấy bằng: $\gamma = \frac{A^2}{4\delta_1}$ 149

Nhưng không được nhỏ hơn $\frac{A}{\sqrt{8\delta_1}}$

Ở đây $A = \frac{K_H \cdot n_c (M_k + 0.5Qb)}{m_a R_a F_{a2} (b - 2a_2)}$; $\delta_1 = \frac{h}{2b + h}$;

M_k, Q – trị số lớn nhất của mô men xoắn và lực ngang trong đoạn đang xét;

F_{a2} – diện tích mặt cắt của tất cả các thanh cốt thép dọc đặt ở gần mép (song song với mặt uốn); có chiều rộng h của bộ phận;

a_2 – xem hình 37

Đồng thời phải thoả mãn điều kiện:

$$A < \sqrt{6\delta_1} \quad 150$$

Nếu điều kiện 150 không được thoả mãn thì phải tăng cốt thép F_{a2} hoặc tăng b .

Nếu M_k và Q giảm từ gối vào nhịp theo quy luật tuyến tính thì nên xác định trị số γ có xét đến ảnh hưởng giảm tải của tải trọng ngoài:

$$\gamma = \frac{A^2 - 4K}{4\delta_1}; \quad 151$$

Nhưng không nhỏ hơn $\frac{A}{\sqrt{8\delta_1 + 16K}}$

Trong đó: $K = \frac{K_H \cdot n_c h (m_k + 0.5pb)}{2m_a R_a F_{a2} (b - 2a_2)}$

$$m_k = \frac{M_k}{l_0}; \quad p = \frac{Q}{l_0};$$

m_k, p - độ giảm các nội lực M_k, Q trên một đơn vị chiều dài của bộ phận: l_0 (xem ví dụ 34).

Trong trường hợp này điều kiện 150 được thay thế bằng điều kiện:

$$A < \sqrt{6\delta_1 + 16K} \quad 152$$

3.71. Đối với những bộ phận trong đó mô men uốn giảm từ gối vào nhịp (vùng gối của những rầm ngầm và rầm liên tục của công xon) cho phép kiểm tra độ bền của cốt thép dọc và ngang đặt ở gần mặt chịu kéo do uốn có chiều rộng “ b ” của bộ phận (sơ đồ tính toán 1) theo những điều kiện sau:

$$K_H \cdot n_c \cdot M_0 \leq m_a K_1 R_a F_a (h_0 - 0.5x) \quad 153$$

$$K_H \cdot n_c \cdot M_k \leq m_a K_2 R_{ax} \cdot f_x \cdot \frac{b}{u} (h_0 - 0.5x) \quad 154$$

Trong đó: F_x , f_x , b , h_0 , x – những trị số tương ứng với sơ đồ tính toán thứ nhất, phù hợp với hình 35a, trị số x được xác định theo công thức 26(15), điều 316;

M_0 , M_k – mô men uốn và xoắn ở mặt cắt ở gối;

K_1 , K_2 – hệ số, xác định theo bảng 25 và 26;

Trong các bảng này:

$$x = \frac{M_0}{M_k}; \lambda = \frac{Q}{2M_k};$$

Q – lực ngang ở mặt cắt gối.

Khi hệ số $\lambda > 0,9$ có thể không cần kiểm tra độ bền theo các điều kiện 153 và 154.

Bảng 25

x	Hệ số K_1 khi trị số λ bằng			
	0,9+0,7	0,5	0,4	0,3
9	1	0,95	0,93	0,90
7	0,98	0,94	0,91	0,88
5	0,97	0,92	0,89	0,84
4	0,97	0,91	0,87	0,82
3	0,96	0,88	0,84	0,77

Bảng 26

$\frac{b}{h}$	Hệ số K_2					
	Khi x bằng			Khi λ bằng		
	20	10	5	0,9	0,7	0,5
0,3	1,35	1,26	1,20	1,40	1,30	0,20
0,5	1,70	1,60	1,50	1,65	1,50	1,44
0,7	1,94	1,85	1,72	1,82	1,72	1,64

Đồng thời cường độ cốt thép ngang $\frac{f_a}{u}$ có mặt có chiều rộng “b” không được bé hơn cường độ cốt thép ngang ở mặt có chiều rộng “h”, đã được chọn theo điều 3.70.

3.72. Nên tiến hành kiểm tra độ bền theo sơ đồ tính toán thứ nhất theo điều 3.69 trong các trường hợp sau:

a) Nếu trong mặt cắt ngang ở nhịp có mô men uốn lớn nhất cũng lại có mô men xoắn thì trong trường hợp này cần tính toán mặt cắt không gian có điểm giữa hình chiếu của nó nằm trong mặt cắt ngang này, cũng như cần tính toán hàng loạt các mặt cắt không gian khác có mô men xoắn lớn nếu mô men uốn tại điểm giữa của những mặt cắt này gần bằng mô men uốn lớn nhất.

b) Nếu có những đoạn có các mô men uốn lớn hơn các mô men xoắn tại gối thì trong trường hợp này cần tính toán mặt cắt không gian có điểm giữa hình chiếu của nó nằm trong mặt cắt ngang có mô men xoắn lớn nhất.

Trong cả hai trường hợp trên, trị số $\beta = \frac{c}{b}$ được lấy bằng:

$$\beta = x \sqrt{x^2 + \frac{1}{\delta \gamma}}; \quad 155$$

Nhưng không lớn hơn $\frac{1}{\delta}$; khi đó mặt cắt không gian có chiều dài hình chiếu $c = \beta \cdot b$ không được vượt quá giới hạn chiều dài của bộ phận.

3.73. Nên kiểm tra độ bền theo sơ đồ tính toán thứ ba như sau:

a) Đối với các rầm ngàm và liên tục phải xét mặt cắt không gian có điểm giữa của hình chiếu của nó nằm ở điểm không của biểu đồ M và kiểm tra cốt thép ở gần mặt có ít cốt thép nhất, thẳng góc với mặt phẳng uốn.

Trong trường hợp này độ bền được kiểm tra theo các điều kiện:

Nếu $\gamma \leq 0,5$:

$$K_H \cdot n_c \cdot M_K \leq m_a \cdot R_a \cdot F_a (h_0 - a') 2\gamma \sqrt{2\delta'} \quad 156$$

Nếu $\gamma > 0,5$:

$$K_H \cdot n_c \cdot M_K \leq m_a \cdot R_a \cdot F_a (h_0 - a') 2\sqrt{2\delta'} \quad 157$$

Trong đó:

$$\gamma = \frac{R_{ax} f_s}{R_a F_a} \cdot \frac{b}{u}; \quad \delta = \frac{b}{2h + b}$$

M_K – lấy ở mặt cắt tại điểm không của biểu đồ M ;

Chiều dài hình chiếu của mặt cắt không gian bằng:

$$C = \frac{b}{\sqrt{\gamma \delta'}}, \text{ trong đó lấy } \gamma \text{ không nhỏ hơn } 0,5.$$

Nếu vị trí điểm không trên biểu đồ M có thể thay đổi tùy theo các tổ hợp tải trọng khác nhau thì khi tính toán theo các điều kiện 156 và 157 phải xét vị trí điểm không mà khoảng cách “a” từ gối đến điểm này bằng hoặc lớn hơn $\frac{C}{2}$ và M_K có trị số lớn nhất. Nếu điểm không trên biểu đồ M không thể cách xa gối hơn khoảng cách $\frac{C}{2}$ thì phải tính toán theo sơ đồ thứ ba bằng phương pháp chung nêu trong điều 3-69 với $\beta = \frac{2a}{b}$

b) Đối với những rầm gối khớp phải xét mặt cắt không gian có điểm khởi đầu ở gối.

Trong trường hợp này độ bền được kiểm tra theo điều kiện:

$$K_H \cdot n_c \cdot M_K \leq m_a R_{ax} f_s \frac{b}{u} (h_0 - a') \sqrt{\delta \cdot k_s} \quad (158)$$

$$\text{Khi } \lambda \geq 0,35 \text{ thì } k_s = \frac{0,5}{\lambda(1-\lambda)};$$

$$\text{Khi } \lambda = 0,35 \text{ thì } k_3 = 2,83 \frac{1 - \lambda \sqrt{2}}{1 - \lambda}$$

Ở đây $\lambda = \frac{Qb}{2M_k}$ và Q, M_k được lấy theo trị số ở mặt cắt gối, f_k lấy ở mặt chịu nén do uốn.

- 3.74. Những bộ phận có mặt cắt hình chữ T, chữ I, và các mặt cắt khác phải được chia thành những hình chữ nhật nhỏ; đồng thời, nếu chiều cao đoạn vượn của cánh hoặc chiều rộng của sườn (bản bụng) thay đổi thì phải lấy chiều cao đoạn vượn trung bình hoặc chiều rộng sườn trung bình.

Nếu trong phạm vi chiều cao của mặt cắt có các bản cánh (các phần thò ra) mà các mặt dưới và trên của chúng không phải là nối dài của các mặt tương ứng của bộ phận kết cấu thì việc tính toán được tiến hành như đối với mặt cắt hình chữ nhật, không xét đến các bản cánh đó.

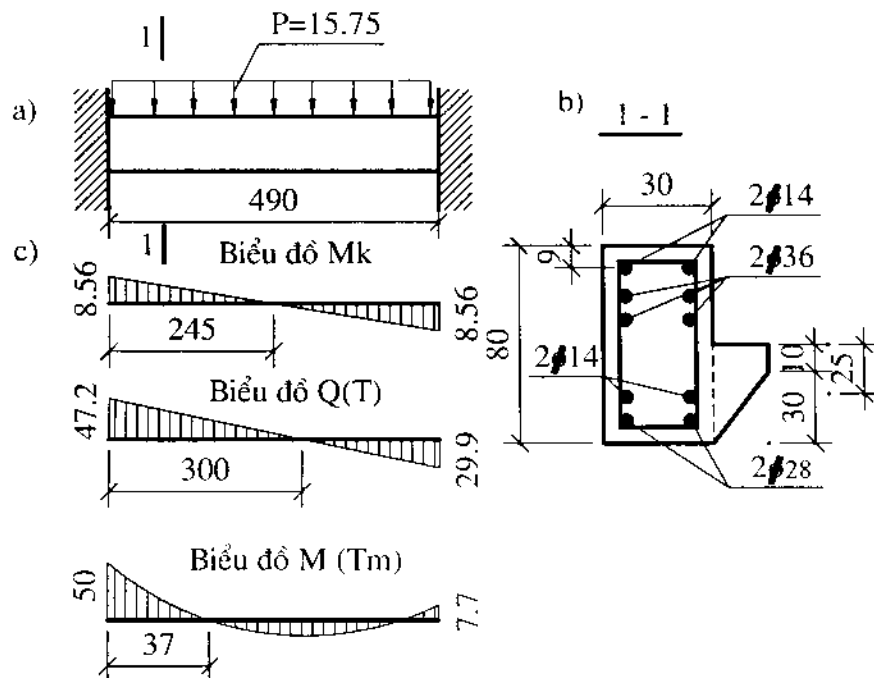
Ví dụ 34. Cho một xà ngang của sàn (hình 38a) có mặt cắt ngang của đoạn ở gần gối như hình 38b. Các biểu đồ mô men uốn, xoắn và biểu đồ lực ngang như hình 38c. Bê tông M300: $R_{np} = 135 \text{ KG/cm}^2$, $m_b = 1,0$. Cốt thép dọc và ngang nhóm A-III: $R_s = R_{sc} = 3600 \text{ KG/cm}^2$, $R_{sx} = 2900 \text{ KG/cm}^2$, $m_s = 1,1$. Tổ hợp tải trọng cơ bản $n_k = 1,0$. Công trình cấp IV: $K_{II} = 1,1$. Yêu cầu chọn bước và đường kính của các thanh cốt thép ngang và kiểm tra độ bền của xà đồng thời theo tác dụng xoắn và uốn.

Tính toán: Chia mặt cắt ra thành 2 hình chữ nhật có kích thước: 80×30 và $15,5 \times 25$ (cm), kiểm tra mặt cắt theo điều kiện 139.

$$K_{II} \cdot n_c \cdot M_k \leq 0,1 m_b \cdot R_{np} \cdot \sum b^2 h$$

$$1,1 \times 1 \times 8,56 \leq 0,1 \times 1 \times 135 (30^2 \times 80 + 15,5^2 \times 25) 10^{-6}$$

$$9,4 \text{ Tm} < 10 \text{ Tm}$$



Hình 38

Điều kiện 139 được thoả mãn.

Vì $0,5 Qb = 0,5 \times 47,2 \times 0,3 = 7,1 \text{ Tm} < M_k = 8,56 \text{ Tm}$ nên phải tiến hành tính toán các mặt cắt không gian. Xác định cường độ cốt thép đai thẳng đứng $\frac{f_s}{u}$ theo sơ đồ tính toán thứ 2, trước hết tính các hệ số δ_1 , A , γ :

$$\delta_1 = \frac{h}{2b + h} = \frac{80}{2 \times 30 + 80} = 0,571$$

$$A = \frac{K_{tt} \cdot n_c \cdot (M_k + 0,5Qb)}{m_a R_a F_{a2} (b - 2a_2)} = \frac{1,1 \times 1,0 (856000 + 0,5 \times 47200 \times 30)}{1,1 \times 3600 \times 31,36 (30 - 2 \times 5)} = 0,681$$

Trong đó: $F_{a2} = 20,36 + 1,54 + 3,8 + 6,16 = 31,86 \text{ cm}^2$

$$(2 \varnothing 36 + \varnothing 14 + \varnothing 22 + \varnothing 28)$$

Vì M_k và Q giảm theo quy luật tuyến tính từ gối vào nhịp nên trị số γ được xác định theo công thức 151 sau khi đã tính được hệ số K .

Độ giảm các lực M_k , Q trên một đơn vị chiều dài của bộ phận bằng:

$$m_k = \frac{M_k}{l_0} = \frac{8,56}{2,45} = 3,49 \text{ T}$$

$$p = \frac{Q}{l_0} = \frac{47,2}{3} = 15,75 \text{ T/m}$$

$$K = \frac{h(m_k + 0,5pb)k_{tt} \cdot n_c}{2m_a R_a \cdot F_{a2} (b - 2a_2)} = \frac{80(3490 + 0,5 \times 157,5 \times 30) \times 1,1 \times 1}{2 \times 1,1 \times 3600 \times 31,86 (30 - 2 \times 5)} = 0,102$$

$$\gamma = \frac{A^2 - 4K}{4\delta_1} = \frac{0,681^2 - 4 \times 0,102}{4 \times 0,541} = 0,0245$$

$$\frac{A}{\sqrt{8\delta_1 + 16K}} = \frac{0,681}{\sqrt{8 \times 0,571 + 16 \times 0,102}} = 0,274$$

Vì $\gamma = 0,0245 < \frac{A}{\sqrt{8\delta_1 + 16K}} = 0,274$ nên lấy $\gamma = 0,274$

Kiểm tra điều kiện 152:

$$A < \sqrt{6\delta_1 + 16K}$$

$$0,681 \leq \sqrt{6 \times 0,571 + 16 \times 0,102} = 2,25$$

Điều kiện 152 được thoả mãn.

Cường độ cốt thép đai cần thiết được xác định theo công thức:

$$\frac{f_s}{u} = \gamma \frac{R_a \cdot F_{a2}}{R_{ax} \cdot h} = 0,274 \frac{3600 \times 31,86}{2900 \times 80} = 0,134 \text{ cm}$$

Chọn khoảng cách (bước) giữa các cốt đai $u = 10 \text{ cm}$, tìm đường kính d_x :

$$f_s = 0,134 \times 10 = 1,34 \text{ cm}^2$$

Lấy $dx = 14\text{mm}$ ($f_x = 1,54\text{ cm}^2$)

Kiểm tra lượng cốt thép dọc và ngang đặt ở mặt chịu kéo phía trên của đoạn xà gồ gối theo sơ đồ tính toán thứ nhất; bước và đường kính của cốt thép đai đặt ở mặt nói trên được lấy như đối với cốt thép đai thẳng đứng:

$$u = 10\text{cm}$$

$$f_x = 1,54\text{ cm}^2$$

Tính trị số F_a :

$$F_a = 40,72 + 3,08 = 43,8\text{ cm}^2$$

$$(4\varnothing 36 + 2\varnothing 14) \text{ và } F'_a = 7,6 + 12,32 = 19,92\text{ cm}^2$$

$$(2\varnothing 22 + 2\varnothing 28)$$

Xác định chiều cao vùng chịu nén:

$$X = \frac{m_a R_a F_a - m_a R_{ac} F'_a}{m_b \cdot R_{np} \cdot b} = \frac{1,1 \times 3600 \times 43,8 - 1,1 \times 3600 \times 19,92}{1 \times 135 \times 30} = 23,4\text{ cm} > 2a' = 2 \times 5 = 10\text{ cm}$$

Xác định X và λ :

$$X = \frac{M_0}{M_k} = \frac{50}{8,56} = 5,8$$

$$\lambda = \frac{Qb}{2M_k} = \frac{47,2 \times 0,3}{2 \times 8,56} = 0,827 < 0,9$$

$$\frac{b}{h} = \frac{30}{80} = 0,375 \text{ theo bảng 25 và 26 ta tìm được } K_1 \text{ và } K_2$$

$$K_1 = 0,974 \text{ và } K_2 = 1,325$$

Ta hãy kiểm tra điều kiện 153 và 154: khi $h_0 = 80 - 9 = 71\text{ cm}$.

$$K_H \cdot n_c \cdot M_0 \leq m_a K_1 R_a F_a (h_0 - 0,5x)$$

$$1,1 \times 1 \times 50 \leq 1,1 \times 0,974 \times 3600 \times 43,8 (71 - 0,5 \times 23,4) \times 10^{-5} = 55\text{ TM} < 101\text{ TM}$$

$$K_H \cdot n_c \cdot M_k \leq m_a K_2 \cdot R_{ax} f_x \frac{b}{u} (h_0 - 0,5x)$$

$$1,1 \times 1 \times 8,56 < 1,1 \times 1,325 \times 2900 \times 1,54 \times \frac{30}{10} (71 - 0,5 \times 23,4) \times 10^{-5}$$

$$9,4\text{ Tm} < 11,85\text{ Tm}$$

Các điều kiện 153 và 154 được thoả mãn nghĩa là độ bền theo sơ đồ tính toán thứ nhất được bảo đảm. Kiểm tra độ bền của mặt cắt không gian theo sơ đồ tính toán thứ ba, theo điều 373: lấy điểm giữa hình chiếu của mặt cắt không gian là điểm không trong biểu đồ M. Vì ở mặt dưới đặt ít cốt thép hơn nên cũng như đối với các cốt đai thẳng đứng ta lấy $u = 10\text{ cm}$, $f_x = 1,54\text{ cm}^2$.

Tính các trị số γ , δ , và c .

$$\gamma = \frac{R_{ax} \cdot f_x \cdot b}{R_a \cdot F_a \cdot u} = \frac{2900 \times 1,54}{3600 \times 19,92} \times \frac{30}{10} = 0,186 < 0,5$$

Vì $\gamma = 0,186 < 0,5$ nên độ bền được kiểm tra theo điều kiện 156 (với $\gamma = 0,5$).

$$K_{11} \cdot n_c \cdot M_k \leq m_a \cdot R_a F_a (h_0 - a') 2\gamma \sqrt{2\delta'}$$

Trong đó:

$$\delta' = \frac{b}{2h + b} = \frac{30}{2 \times 80 + 30} = 0,158$$

$$c = \frac{b}{\sqrt{\gamma \cdot \delta'}} = \frac{30}{\sqrt{0,5 \times 0,158}} = 106,7 \text{ cm}$$

Trên hình 38c từ biểu đồ mô men M, ta thấy khoảng cách từ điểm không đến gối bên trái lớn hơn trị số $\frac{c}{2} = \frac{106,7}{2} = 53,3 \text{ cm}$

Nên lấy vị trí của điểm không bất lợi nhất ở cách gối bằng $\frac{c}{2} = 53,3 \text{ cm}$

Trị số M_k ở vị trí nói trên bằng:

$$M_k = 8,56 \cdot \frac{2,45 - 0,533}{2,45} = 6,7 \text{ Tm}$$

Khi đó:

$$H_{11} = 80 - 5 = 75 \text{ cm}; a' = 9 \text{ cm}$$

$$1,1 \times 1,0 \times 6,7 < 1,1 \times 3600 \times 19,92 (75 - 9) \times 2 \times 0,186 \times \sqrt{2 \times 0,156}$$

$$7,4 \text{ Tm} < 10,85 \text{ Tm}$$

Nghĩa là độ bền theo sơ đồ tính toán thứ ba được đảm bảo.

TÍNH TOÁN CÁC BỘ PHẬN BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO CHỊU MỖI DƯỚI TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG LẬP LẠI NHIỀU LẦN

- 3.75. Phải tiến hành tính toán các bộ phận kết cấu theo chịu mỗi. Khi số chu kỳ thay đổi tải trọng bằng và lớn hơn 2×10^6 trong toàn bộ thời gian tính toán khai thác công trình (các phần nước chảy của các tổ máy thủy lực, các đập tràn, các tấm tiêu năng, các kết cấu dưới máy phát điện, v.v...).
- 3.76. Việc tính toán các bộ phận kết cấu bê tông cốt thép theo chịu mỗi phải được tiến hành bằng cách so sánh các ứng suất biên trong bê tông và trong cốt thép chịu kéo với cường độ tính toán tương ứng của bê tông R_b và của cốt thép R_{st} được xác định theo các điều 3.78 và 3.79. Đồng thời các ứng suất biên trong bê tông và trong cốt thép chịu kéo phải được nhân với hệ số an toàn K_{11} và hệ số tổ hợp của tải trọng n_c lấy theo điều 1.2 của quy trình này.
- Cốt thép chịu nén không cần tính đến trong tính toán chịu mỗi.
- 3.77. Trong các bộ phận bền nứt, các ứng suất biên trong bê tông và trong cốt thép được xác định bằng tính toán như đối với vật thể đàn hồi, theo mặt cắt quy đổi phù hợp với các chỉ dẫn ở điều 3.80.

Trong các bộ phận không bền nứt, diện tích và mô men kháng của mặt cắt quy đổi phải được xác định không tính đến vùng chịu kéo của bê tông và với biểu đồ có dạng hình tam giác ở vùng nén (theo giai đoạn thứ hai) xuất phát từ giả thiết các mặt cắt phẳng ứng suất trong cốt thép phải được xác định theo điều 4.6.

- 3.78. Cường độ tính toán R_{np} , R_p của bê tông khi tính toán các kết cấu bê tông cốt thép theo chịu mỗi được tính bằng cách nhân các trị số cường độ tương ứng R_{np} và R_p của bê tông với hệ số điều kiện làm việc m_{b2} lấy theo bảng 27(3) và m_{b1} lấy theo bảng 8(2).

Bảng 27(3)

Trạng thái bê tông theo độ ẩm	Hệ số điều kiện m_{b2} của bê tông với tải trọng lặp lại nhiều lần và hệ số không đối xứng của chu kỳ ρ_b bằng:							
	0 ÷ 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	≥ 0,8
Độ ẩm tự nhiên	0,65	0,7	0,75	0,80	0,85	0,9	0,95	1
Bão hoà	0,45	0,5	0,60	0,70	0,80	0,85	0,95	1

$\rho_b = \frac{\sigma_{b \min}}{\sigma_{b \max}}$ trong đó $\sigma_{b \min}$ và $\sigma_{b \max}$ là ứng suất nhỏ nhất và lớn nhất của bê tông trong phạm vi chu kỳ thay đổi tải trọng.
 Khi tải trọng thay đổi dấu hệ số m_{b2} được lấy bằng 0,65 đối với bê tông có độ ẩm tự nhiên và 0,45 đối với bê tông bão hoà nước.

Bảng 28(7)

Nhóm cốt thép	Trị số của hệ số K_a
A - I	0,44
A - II	0,32
A - III	0,28

Bảng 29(8)

Đường kính cốt thép (mm)	20	30	40	60
Trị số của hệ số K_g	1,0	0,9	0,85	0,8

Chú thích - Đối với các đường kính trung gian, lấy trị số K_g theo nội suy

Bảng 30(9)

Loại liên kết hàn của các thanh thép	Hệ số K_e
- Hàn nối đầu theo kiểu: Làm sạch bằng cơ học Không làm sạch bằng cơ học	1,0 0,8
- Hàn nối đầu thực hiện bằng phương pháp hàn một cực điện trong máng trên tấm thép lót có chiều dài: ≥ 5 lần đường kính của thanh hàn nối đầu nhỏ nhất	0,8
1,5 đến 3 lần đường kính thanh được hàn nối đầu nhỏ nhất	0,6
- Hàn nối đầu có 2 thanh ốp đối xứng	0,55

Chú thích: Nếu cốt thép không có liên kết hàn nối đầu thì $K_e = 1$

- 3.79. Cường độ tính toán của các thanh cốt thép chịu kéo không ứng suất trước R_a' trong tính toán kết cấu bê tông cốt thép theo chịu mỗi phải được xác định theo công thức:

$$R_a' = m_{a1} R_a \quad 159(3)$$

Trong đó: m_{a1} – Hệ số điều kiện làm việc, được tính theo công thức:

$$m_{a1} = \frac{1,8 K_0 K_g \cdot K_c}{1 - \rho_a \left(1 - \frac{K_0 K_g \cdot K_c}{1,8} \right)}; \quad 160(4)$$

Trong đó: K_0 – hệ số tính đến nhóm cốt thép lấy theo bảng 28(7);

K_g – hệ số tính đến đường kính cốt thép lấy theo bảng 29(8);

K_c – hệ số tính đến loại liên kết hàn lấy theo bảng 30(9);

$\rho_a = \frac{\sigma_{a \min}}{\sigma_{a \max}}$ hệ số không đối xứng của chu kỳ, trong đó $\sigma_{a \min}$, $\sigma_{a \max}$ tương ứng là ứng suất

nhỏ nhất và lớn nhất trong cốt thép chịu kéo, lấy dấu cộng nếu các ứng suất có một dấu, lấy dấu trừ nếu ứng suất khác dấu.

Không tính đến cốt thép chịu kéo theo chịu mỗi nếu hệ số m_{a1} xác định theo công thức 160(4) lớn hơn 1.

- 3.80. Khi tính toán các kết cấu bê tông cốt thép theo chịu mỗi phải tính đến các biến dạng không đàn hồi trong vùng chịu nén của bê tông bằng cách giảm trị số môđun đàn hồi của bê tông, đồng thời lấy các hệ số quy đổi cốt thép và bê tông n' theo bảng 31(11).

Bảng 31(11)

Mức thiết kế của bê tông	M200	M250	M300	M350	M400	M500	M600
Hệ số quy đổi n'	25	23	20	18	15	10	10

- 3.81. Trong các bộ phận của kết cấu bê tông cốt thép, khi tính toán mặt cắt nghiêng theo chịu mỗi, các ứng suất kéo chính hoàn toàn do bê tông chịu, nếu trị số của chúng không vượt quá R_p . Nếu ứng suất kéo chính vượt quá R_p thì hợp lực của chúng phải chuyển hoàn toàn sang cốt thép ngang, với ứng suất trong cốt thép ngang bằng cường độ tính toán R_a' .

- 3.82. Trị số ứng suất kéo chính phải được xác định theo các công thức:

$$\sigma_{np} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau^2} \quad 161(48)$$

$$\sigma_x = \frac{M \cdot y}{J_n} \pm \frac{N}{F_n} \quad 162(49)$$

$$\tau = \frac{QS_n}{J_n b} \quad 163(50)$$

Trong các công thức từ 161(48) đến 163(50):

σ_x , τ – ứng suất pháp và ứng suất tiếp trong bê tông;

J_n – mô men quán tính của mặt cắt quy đổi đối với trọng tâm mặt cắt;

S_n - mô men tĩnh của phần mặt cắt quy đổi nằm về một phía của trục mà tại trục đó phải xác định các ứng suất tiếp;

y - khoảng cách từ trọng tâm của mặt cắt quy đổi đến đường mà tại mức đó ứng suất được xác định;

b - chiều rộng mặt cắt ở cùng mức nói trên.

Đối với bộ phận chịu uốn có mặt cắt hình chữ nhật, được phép xác định ứng suất tiếp τ theo công thức:

$$\tau = \frac{Q}{b \cdot z} \quad 164(51)$$

Trong đó: $z = 0,9 h_n$.

Trong công thức 161(48) ứng suất kéo lấy dấu cộng (+), ứng suất nén lấy dấu trừ (-). Trong công thức 162(49) lấy dấu trừ (-) đối với các bộ phận chịu nén lệch tâm, dấu cộng (+) đối với bộ phận chịu kéo lệch tâm. Khi tính đến các ứng suất pháp tuyến tác dụng theo hướng vuông góc với trục của bộ phận thì các ứng suất kéo chính phải được xác định theo công thức:

$$\sigma_{\sigma} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}; \quad 165$$

Trong đó:

σ_x - ứng suất pháp tuyến trong bê tông tại mặt thẳng góc với trục dọc của bộ phận do tải trọng ngoài và do lực nén trước gây nên;

σ_y - ứng suất pháp tuyến trong bê tông ở mặt song song với trục dọc do tác dụng cục bộ của các phản lực gối, của các lực tập trung do tải trọng phân bố, và cả do lực ứng suất trước của các cốt đai và cốt xiên;

τ_{xy} - ứng suất tiếp tuyến trong bê tông do tải trọng ngoài, do ứng lực trước của các thanh cốt thép xiên.

Các ứng suất σ_x , σ_y , τ_{xy} được xác định như đối với vật thể đàn hồi.

Các ứng suất σ_x và σ_y trong công thức 165 có dấu “cộng” nếu chúng là ứng suất kéo, và dấu “trừ” nếu là ứng suất nén.

- 3.83. Việc tính toán theo sự hình thành khe nứt dưới tác dụng của tải trọng lặp lại nhiều lần phải được tiến hành theo điều kiện:

$$n_c \cdot \sigma_p \leq m_{b2} R_{pII} \quad 166(57)$$

Trong đó: σ_p - ứng suất kéo pháp tuyến lớn nhất trong bê tông, được xác định bằng tính toán như đối với vật đàn hồi theo mặt cắt quy đổi phù hợp với các chỉ dẫn ở điều 3.80.

Ví dụ 35: Yêu cầu tính toán theo chịu mỏi mặt cắt bê tông cốt thép của đoạn lốe của ống hút nhà máy thủy điện, kích thước mặt cắt: $h = 1,2\text{m}$, $h_0 = 1,15\text{m}$, $b = 1\text{m}$. Bê tông M200. Cốt thép nhóm A-II. Công trình cấp I; $K_{II} = 1,25$.

Tải trọng:

a) Tải trọng tĩnh: Trọng lượng bản thân của xà, độ tăng áp lực trong ống trong trường hợp xả sự cố, tác động nhiệt độ (nhiệt độ tăng hoặc giảm đều);

b) Tải trọng động: Áp lực mạch động do chế độ thủy lực không ổn định trong ống.

Tại mặt cắt I-I: khi tính toán theo sơ đồ tĩnh:

$$M = \begin{cases} +96,5 \text{ Tm} \\ -74,5 \text{ Tm} \end{cases} \quad Q = \begin{cases} 13,6 \text{ T} \\ 28,2 \text{ T} \end{cases} \quad N = \begin{cases} 4 \text{ T} \\ 1,8 \text{ T} \end{cases}$$

Đồng thời diện tích cốt thép làm việc là:

$$F_a = 33,15 \text{ cm}^2$$

$$F'_a = 26,31 \text{ cm}^2$$

Khi tính toán theo sơ đồ động không có cốt thép ngang (không kể sự tăng áp lực khi xảy ra sự cố):

Mômen thay đổi từ 31,5 Tm đến -9,5 Tm (đặc trưng của chu kỳ $\rho < 0$) lực ngang thay đổi từ 16 tấn đến 0;

Lực dọc $N = 0,1$ tấn. Số lượng chu kỳ chất tải $= 5,8 \cdot 10^8 > 2 \cdot 10^6$

Tính toán: Kiểm tra độ bền nứt của mặt cắt theo điều 3.83 như đối với vật thể đàn hồi.

Bỏ qua lực nén được vì trị số của nó nhỏ

Xác định những đặc trưng quy đổi của mặt cắt như đối với vật thể đàn hồi:

$$y_0 = \frac{S_0}{F} = \frac{\frac{bh^3}{12} + n' F_a a + n' F'_a (h - a')}{bh + n' (F_a + F'_a)} = \frac{1 \times 1,2 \times 0,6 + 25 \times 0,003315 \times 0,05 + 25 \times 0,002631 \times 1,15}{1 \times 1,2 + 25(0,003315 + 0,002631)}$$

$$= \frac{0,72 + 0,00415 + 0,0755}{1,2 + 0,1485} = \frac{0,8}{1,3485} = 0,58 \text{ m}$$

$n' = 25$ theo bảng 31(11)

$$J_n = \frac{1 \times 1,2^3}{12} + 1 \times 1,2(0,6 - 0,58)^2 + 25(0,003315 \times 0,53^2 + 0,002631 \times 0,57^2) = 0,189 \text{ m}^4$$

$$W_p = \frac{0,189}{0,58} = 0,326 \text{ m}^3$$

Mặt cắt sẽ là bền nứt nếu điều kiện 166(57) ở điều 3.80 được thỏa mãn.

$$n_c \cdot \sigma_p \leq m_{b2} \cdot R_{pll}$$

$$\sigma_p = \frac{M}{W_p} = \frac{31,5}{0,326} = 97 \text{ T/m}^3 = 9,7 \text{ KG/cm}^2$$

$m_{b2} = 0,65$ theo bảng 27(3) khi tải trọng có dấu thay đổi

$$R_{pll} = 1,15 \text{ KG/cm}^2$$

$$n_c \sigma_p = 1 \times 9,7 > 0,65 \times 11,5 = 7,5$$

Do đó mặt cắt không bền nứt và bởi vậy trong tính toán tiếp sau sẽ không tính đến sự làm việc của bê tông vùng chịu kéo của mặt cắt và sẽ giả thiết là ở vùng chịu nén biểu đồ ứng suất có dạng hình tam giác như đã nêu trong điều 3.77.

Chiều cao vùng chịu nén của bê tông được xác định từ điều kiện.

$$S_n = \frac{bx^2}{2} - n'F_a(h_0 - x) + n'F_a'(x - a') = 0$$

1) Khi $M_{\max} = 31,5 \text{ Tm}$ ($N \approx 0$)

$$\frac{1}{2}x^2 - 25 \times 0,003315(1,15 - x) + 25 \times 0,00263(x - 0,05) = 0$$

$$0,5x^2 - 0,0955 + 0,083x + 0,0657x - 0,00328 = 0$$

$$x^2 + 0,2974x - 0,198 = 0$$

$x = 0,32 \text{ m}$ (chiều cao vùng chịu nén).

Mômen quán tính của mặt cắt:

$$J_n = \frac{bx^3}{3} + n'F_a'(x - a')^2 + n'F_a(h_0 - x)^2 = \frac{1 \times 0,32^3}{3} + 25 \times 0,00263(0,32 - 0,05)^2 + 25 \times 0,003315 \times (1,15 - 0,32)^2 = 0,0109 + 0,0048 + 0,0572 = 0,0729 \text{ m}^4$$

Ứng suất trong bê tông:

$$\sigma_{b \max} = \frac{M_x}{J_n} = \frac{31,5 \times 0,32}{0,0729} = 138 \text{ T/m}^2$$

Vì mô men có dấu thay đổi nên $m_{b2} = 0,65$ theo bảng 27(3).

Theo chú thích trong bảng 8(2) cường độ tính toán được nhân với tích của các hệ số điều kiện làm việc $m_{b2} = 0,65$ và $m_{b3} = 1,15$

$$R'_b = m_{b2} \times m_{b3} \times R_{np} = 0,65 \times 1,15 \times 90 = 67,3 \text{ KG/cm}^2$$

Độ chịu mỗi của bê tông chịu nén được đảm bảo vì với trị số mô men lớn nhất:

$M = 31,5 \text{ Tm}$ vẫn có:

$$K_H \cdot n_c \sigma_{b \max} = 1,25 \times 1 \times 13,8 = 17,2 \text{ KG/cm}^2 < R'_b = 67,5 \text{ KG/cm}^2$$

Ứng suất trong cốt thép chịu kéo (phía dưới) bằng:

$$\sigma_{a \max} = \frac{n'M(h_0 - x)}{J_n} = \frac{25 \times 31,5 \times 10^5 (115 - 32)}{7,29 \times 10^6} = 900 \text{ KG/cm}^2$$

Hoặc theo các chỉ dẫn ở điều 3.77 (3.37), theo công thức 174(59)

$$\sigma_{a \max} = \frac{M}{F_{az}} = \frac{31,5 \cdot 10^5}{33,15 \cdot 10^5} = 905 \text{ KG/cm}^2$$

Trong đó $z = h_0 - \frac{x}{3} = 11,5 - \frac{32}{3} = 105 \text{ cm}$

Ứng suất trong cốt thép chịu nén (phía trên) bằng:

$$\sigma'_{a \min} = -\frac{n'M(x - a')}{J_n} = -\frac{25 \times 31,5 \times 10^5 (32 - 5)}{7,29 \times 10^6} = -292 \text{ KG/cm}^2$$

2) khi $M_{\min} = -9,5 \text{ T.m}$ ($N \approx 0$)

$$\frac{1}{2}x^2 - 25 \times 0,00263(1,15 - x) + 25 \times 0,003315(x - 0,05) = 0$$

$x = 0,28 \text{ m}$ (chiều cao vùng chịu nén)

$$J_n = \frac{1 \times 0,28^3}{3} + 25 \cdot 0,003375(0,28 - 0,05)^2 + 25 \cdot 0,00263(1,15 - 0,28)^2 \\ = 0,0073 + 0,00219 + 0,0497 = 0,05919 \text{ m}^4$$

Ứng suất trong cốt thép chịu nén (phía dưới):

$$\sigma_{a \min} = -\frac{n' m(x - a')}{J_n} = -\frac{25 \times 9,5 \cdot 10^5 (28 - 5)}{5,92 \times 10^6} = -92 \text{ KG/cm}^2$$

Ứng suất trong cốt thép chịu kéo (phía trên)

$$\sigma_{a \max} = \frac{n' M(h_0 - x)}{J_n} = \frac{25 \times 9,5 \cdot 10^5 (115 - 28)}{5,92 \times 10^6} = 350 \text{ KG/cm}^2$$

Kiểm tra độ bền của cốt thép:

a) Phía dưới:

$$\rho_a = \frac{\sigma_{a \min}}{\sigma_{a \max}} = -\frac{92}{100} = -0,102$$

Theo công thức 160(4):

$$m_{a1} = \frac{1,8K_0 \cdot K_g K_c}{1 - \rho_a \left(1 - \frac{K_0 \cdot K_g K_c}{1,8} \right)} = -\frac{1,8 \times 0,32 \times 0,89 \times 0,8}{1 + 0,102 \left(1 - \frac{0,32 \times 0,89 \times 0,8}{1,8} \right)} = -\frac{0,41}{1,089} = 0,376$$

Trong đó: $K_0 = 0,32$
 $K_g = 0,89 (\varnothing 32)$
 $K_c = 0,8$ (hàn nối bằng máy) } Theo bảng 28, 29, 30

Theo chú thích trong bảng 15(6), cường độ tính toán được nhân với tích các hệ số về điều kiện làm việc:

$$m_{a1} = 0,376 \text{ và } m_{a2} = 1,15$$

$$R'_a = m_{a1} \cdot m_{a2} \cdot R_a = 0,376 \times 1,15 \times 2700 = 1165 \text{ KG/cm}^2$$

$$K_n \cdot n_c \cdot \sigma'_{a \max} = 1,25 \times 1 \cdot 900 = 1125 \text{ KG/cm}^2 < R'_a = 1165 \text{ KG/cm}^2$$

Độ bền của cốt thép phía dưới được đảm bảo.

b) Phía trên:

$$\rho_a = \frac{\sigma_{a \min}}{\sigma_{a \max}} = -\frac{292}{350} = -0,835$$

$$m_{a1} = \frac{1,8 \times 0,32 \times 0,89 \times 0,8}{1 + 0,835 \left(1 - \frac{0,32 \times 0,89 \times 0,8}{1,8} \right)} = \frac{0,41}{1,73} = 0,237$$

$$x^3 - 3x^2(h_0 - e) + \frac{6n'}{b}(F_a \cdot e + F'_a e')x - \frac{6n'}{b}(F_a \cdot e \cdot h_0 + F'_a \cdot e' \cdot h_0) = 0$$

$$x^3 - 3x^2(185 - 651) + \frac{6 \times 25}{100}(39 \times 651 + 65 \times 481)x - \frac{6 \times 25}{100}(39 \times 651 \times 185 + 65 \times 481 \times 185) = 0$$

$$x^3 + 1400x^2 + 85000x - 15700000 = 0$$

Tính ra được $x = 78\text{cm}$

$$x = \frac{\frac{bx^2}{2} + n'(F_a h_0 + F'_a a)}{bx + n'(F_a + F'_a)} = \frac{\frac{1 \times 0,78^2}{2} + 25(0,0039 \times 1,85 + 0,0065 \times 0,15)}{1 \times 0,78 + 25(0,0039 + 0,0065)} =$$

$$\frac{0,304 + 0,204}{1,04} = 0,49\text{m} = 49\text{cm}$$

$$F_{np} = 1,04\text{m}^2$$

$$S_{np} = bx\left(x_s - \frac{x}{2}\right)^2 + n'F'_a(x_s - a')^2 = 1 \times 0,78(0,49 - 0,39)^2 + 25 \times 0,0065(0,49 - 0,15)^2 = 0,078 + 0,055$$

$$= 0,133\text{m}$$

$$J_{np} = \frac{bx^3}{12} + bx\left(x_s - \frac{x}{2}\right)^2 + n'F'_a(x_s - a')^2 + n'F_a(h_0 - x_s)^2 =$$

$$= \frac{1 \times 0,78^3}{12} + 1 \times 0,78(0,49 - 0,39)^2 + 25 \times 0,0065(0,49 - 0,15)^2 + 25 \times 0,00395(1,85 - 0,49)^2 =$$

$$= 0,0395 + 0,0078 + 0,01875 + 0,18 = 0,246\text{m}^4$$

Tại trục trung hoà $\sigma_x = 0$

$$\sigma_{np1} - \tau_1 = \frac{Q \times S_{np}}{J_{np} \times b} = \frac{90 \times 0,133}{0,246 \times 1} = 48,7\text{T/m}^2 = 4,87\text{kg/cm}^2$$

2) Khi $M = -100\text{ Tm}$, $N_p = 18\text{T}$, $Q = 50\text{ T}$, $e_0 = 5,55\text{m}$; $e = 4,7\text{m}$.

Đối với mặt cắt chịu kéo lệch tâm, chiều cao vùng chịu nén được xác định theo phương trình:

$$x^3 - 3x^2(h_0 + e) - \frac{6n'}{b}(F_a \cdot e + F'_a \cdot e')x + \frac{6n'}{b}(F_a \cdot e \cdot h_0 + F'_a \cdot e' \cdot h_0) = 0$$

$$x^3 - 3x^2(185 + 470) - \frac{6 \times 25}{100}(65 \times 470 + 39 \times 640)x + \frac{6 \times 25}{100}(65 \times 470 \times 185 + 39 \times 640 \times 185) = 0$$

$$x^3 - 1965x^2 - 8300x + 15400000 = 0$$

$$x = 71\text{ cm}$$

$$x_s = \frac{\frac{bx^2}{2} + n'(F_a h_0 + F'_a a)}{bx + n'(F_a + F'_a)} = \frac{\frac{1 \times 0,71^2}{2} + 25(0,0065 \times 1,85 + 0,0039 \times 0,15)}{1 \times 0,71 + 25(0,0065 + 0,0039)} = 0,585\text{m}$$

$$F_{np} = 0,97\text{ m}^2$$

$$S_{np} = bx\left(x_s - \frac{x}{2}\right) + n'F'_a(x_s - a') = 1 \times 0,71(0,585 - 0,355) + 25 \times 0,0039(0,585 - 0,15) = 0,163 - 0,0423 = 0,205\text{m}^3$$

$$\begin{aligned}
 J_{np} &= \frac{bx^3}{12} + bx \left(x_s - \frac{x}{2} \right)^2 + nF_a (x_s - a')^2 + n'F_a' (h_0 - x_s)^2 = \\
 &= \frac{1 \times 0,71^3}{12} + 1 \times 0,71 (0,585 - 0,355)^2 + 25 \times 0,0039 (0,585 - 0,15)^2 + \\
 &+ 25 \times 0,0065 (1,85 - 0,585)^2 = 0,0298 - 0,0376 + 0,0184 + 0,26 = 0,346 m^4
 \end{aligned}$$

Tại trục trung hoà $\sigma_x = 0$

$$\sigma_{rp2} = \tau_2 = \frac{Q \cdot S_{np}}{J_{np} \cdot b} = \frac{50 \times 0,205}{0,346 \times 1} = 29,8 T/m^2 = 2,98 KG/cm^2$$

$$\rho_b = \frac{\rho_{rp2}}{\rho_{rp1}} = \frac{2,98}{4,87} = -0,61$$

Vì tải trọng và các mô men, lực tương ứng có dấu thay đổi nên đặc trưng của chu kỳ sẽ là số âm, do đó $m_{b2} = 0,65$

$$\begin{aligned}
 R_p' &= m_{b2} \cdot m_{b3} \cdot R_p = 0,65 \times 1,15 \times 7,5 = 5,6 KG/cm^2 \\
 K_H \cdot n_c \cdot \sigma_{rpmax} &= 1,25 \times 1 \times 4,87 = 6,1 KG/cm^2
 \end{aligned}$$

Vì $K_H \cdot n_c \cdot \sigma_{rpmax} = 6,1 KG/cm^2 > R_p' = 5,6 KG/cm^2$ nên hợp lực của các ứng suất kéo chính phải do cốt thép ngang chịu.

Trong điều kiện khi tải trọng có dấu thay đổi, bố trí cốt thép xiên sẽ không kinh tế vì phải đặt cốt xiên theo hai phương, còn nếu bố trí cốt thép đai thì hệ số không đối xứng của chu kỳ sẽ bằng không nghĩa là không phụ thuộc vào hướng của tải trọng, các cốt đai đều làm việc chịu kéo.

$$m_{a1} = \frac{1,8K_0 \cdot K_g K_c}{1 - \rho_a \left(1 - \frac{K_0 K_g K_c}{1,8} \right)} = \frac{1,8K_0 K_g K_c}{1} = 1,8 \times 0,32 \times 1,0 = 0,576$$

Trong đó: $K_0 = 0,32$ theo bảng 28(7)

$K_g = 1$ theo bảng 29(8)

$K_c = 1$ theo bảng 30(9)

Vì dùng cốt đai là Ø20 A-II

Hợp lực của các ứng suất kéo chính khi đoạn chiều dài biểu đồ lực ngang bằng 6m là:

$$T_x = \frac{1}{2} \sigma_{rpmax} \cdot b \cdot l = \frac{1}{2} \times 4,87 \times 100 \times 600 = 146000 KG = 146 \text{ Tấn}$$

$$\sum F_x = \frac{K_H \cdot n_c \cdot T_x}{m_{a1} \cdot m_{a2} \cdot R_a} = \frac{1,25 \times 1 \times 146000}{0,576 \times 1,15 \times 2700} = 102 cm^2$$

Lấy bước của các cốt thép đai bằng 20x40 cm và đặt chúng trên đoạn dài 2,6 m kể từ gối

$$\text{Khi đó: } f_x = \frac{F_x}{u_o l} = \frac{102}{5 \times 2,5 \times 2,6} = 3,14 cm^2$$

Như vậy đường kính tương ứng của cốt thép đai sẽ là Ø20 A-II

TÍNH TOÁN RÂM BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU LỰC TRONG KẾT CẤU LẮP GHÉP - ĐÚC TẠI CHỖ

84. Các kết cấu vừa lắp ghép vừa đúc tại chỗ cũng như các kết cấu đúc tại chỗ có cốt thép chịu lực phải được tính toán về độ bền, về biến dạng, hình thành và mở rộng khe nứt theo hai giai đoạn làm việc sau đây của kết cấu:
- Trước khi bê tông đổ tại vị trí sử dụng của kết cấu đạt được độ bền đã định: theo tác động của tải trọng do trọng lượng bản thân khối bê tông nói trên và các tải trọng khác tác dụng trong giai đoạn thi công kết cấu.
 - Sau khi bê tông đổ tại vị trí sử dụng của kết cấu đã đạt được độ bền quy định: theo các tải trọng tác dụng lên kết cấu trong khai thác, kể cả trọng lượng bản thân.
- 3.85. Việc tính toán theo trạng thái giới hạn nhóm thứ nhất (theo độ bền) được tiến hành với các tải trọng tính toán riêng cho từng giai đoạn nói trên, không cộng các nội lực và ứng suất của hai giai đoạn đó lại. Đồng thời trình tự tính toán sẽ như sau:
- Tính toán kết cấu chịu toàn bộ tải trọng khai thác có tính đến trọng lượng bản thân với toàn bộ chiều cao của mặt cắt với các hệ số vượt tải n tương ứng cùng các hệ số K_H , n_c và m (tính F_a khai thác);
 - Chọn chiều cao các rầm bê tông cốt thép lắp ghép chịu tải trọng thời kỳ thi công (kể cả trọng lượng khối lượng bê tông mới đổ) sao cho cốt thép ở giai đoạn này (F_{a1}) không vượt quá cốt thép thời kỳ khai thác ($F_{a1} \leq F_a$ khai thác) với:

$$\xi_1 = \frac{X_1}{h_{01}} \leq \xi_R$$

Khi xác định các tải trọng trong thời kỳ thi công cho phép lấy $\gamma_{\text{bê tông}} = \gamma_{\text{bê tông cốt thép}} = 2,5 \text{ T/m}^3$ đối với bê tông đúc tại chỗ cũng như bê tông lắp ghép với hệ số vượt tải thống nhất $n = 1, 2$ và các hệ số $K_H = n_c = m_a = m_b = 1$

Ngoài ra chiều cao và chiều rộng của sườn cứng của các rầm bê tông cốt thép chịu lực phải được ổn định sao cho không cần đặt cốt thép phụ thêm để chịu lực ngang trong thời kỳ thi công.

Đồng thời nếu rầm lắp ghép sau này sẽ nằm trong sàn (kết cấu bản) thì cho phép không đặt cốt thép ngang với điều kiện:

$$Q_1 \leq 0,9 R_p \cdot b_p \cdot h_{01}$$

Nếu rầm lắp ghép là tầng thứ nhất (là tầng đỡ bê tông) của rầm dưới cầu trực lẫn hoặc rầm tường ngực (kết cấu rầm) thì điều kiện tương ứng là:

$$Q_1 \leq 0,6 R_p \cdot b_p \cdot h_{01}$$

Nếu các điều kiện trên không thỏa mãn thì nên tăng chiều cao (hoặc chiều rộng) của sườn rầm nếu sức nâng của các thiết bị cho phép hoặc nên chia giai đoạn thi công thành hai hoặc nhiều đợt hơn nữa, đồng thời cốt thép của mỗi đợt chỉ tính toán theo tải trọng trong đợt đó và không được vượt quá cốt thép thời kỳ khai thác, với điều kiện bắt buộc $\xi_{\text{akt}} \leq \xi_R$

- 3.86. Việc tính toán theo trạng thái giới hạn nhóm thứ hai được tiến hành với các tải trọng tiêu chuẩn có xét đến trình tự thi công kết cấu và phải xác định tổng độ võng và độ mở rộng khe nứt trong các giai đoạn làm việc khác nhau. Các giá trị độ võng và độ mở rộng khe nứt tính

toán như trên sẽ là các trị số lớn nhất có thể. Khi có luận chứng riêng thì cho phép về độ võng và độ mở rộng khe nứt theo điều 4.9 ÷ 4.14.

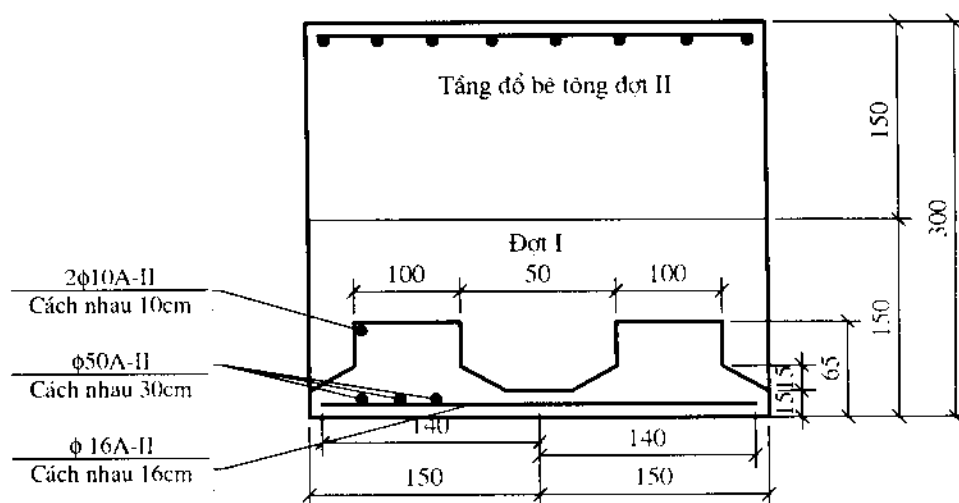
Đối với các công trình thủy công khối lớn, thường không cần xác định độ võng (xem ví dụ tính toán).

Bởi vậy khi tính toán theo trạng thái giới hạn nhóm thứ hai chỉ bắt buộc phải kiểm tra trị số độ mở rộng của các khe nứt

- 3.87. Đối với những sàn nghiêng (trần ống hút) tải trọng toàn bộ được phân ra tải trọng tác dụng thẳng góc với mặt dưới của sàn và tải trọng tác dụng trong mặt phẳng song song với mặt dưới của sàn.

Ví dụ 37

Cho sàn nhà máy thủy điện có chiều cao toàn bộ $h = 3\text{m}$, chiều dài nhịp khe sáng $11,0\text{m}$ được thi công bằng các rầm lắp ghép cao $h = 65\text{cm}$, $h_1 = 55\text{cm}$, $b_0 = 140\text{cm}$, $b_p = 100\text{cm}$ (hình 40).



Hình 40

Cốt thép của các rầm lắp ghép được chọn từ tính toán sàn theo tải trọng khai thác: $F_a = 65,5\text{cm}^2$ (3,3 Ø50A-II).

Các lực tính toán $M = 260\text{Tm}$, $N_p = 130\text{T}$ có tính đến áp lực ngược, hệ số $K_{II} = 1,2$, $n_c = 1,0$, $m_a = m_b = 1,15$.

Bê tông M250: $R_{np} = 110\text{KG/cm}^2$, $R_p = 8,8\text{KG/cm}^2$.

Nhịp tính toán của rầm 11,15m

Bê tông sàn đúc tại chỗ M200:

$R_{np} = 90\text{KG/cm}^2$, $R_p = 7,5\text{KG/cm}^2$

Công trình cấp II ($K_{II} = 1,2$) sức nâng của cần trục là 25T. Yêu cầu xác định trình tự thi công sàn nhà máy thủy điện, trị số độ võng, độ mở rộng của các khe nứt của sàn với lượng cốt thép và với chiều cao rầm đúc sẵn đã cho.

Tính toán:

Xác định chiều cao có thể bê tông với lượng cốt thép và chiều cao của rầm đã cho (chiều cao tầng bê tông đổ lần thứ nhất).

Muốn vậy, phải xác định các tải trọng tính toán với chiều cao giả định $h = 1\text{m}$, rộng $1,5\text{m}$.

Trọng lượng rầm và của khối bê tông đổ tại chỗ:

$$q = h \cdot b \cdot \gamma_b \cdot n = 1 \times 1,5 \times 2,5 \times 1,2 = 4,5 \text{ T/m}$$

Mômen lớn nhất:

$$M_1 = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,5 \times 11,15^2}{8} = 69,7 \text{ Tm}$$

Xác định chiều cao đổ bê tông của tầng I theo điều kiện 25(14) coi như bê tông không làm việc.

$$(h_0 = 55\text{cm}, F_a = 65,5 \times 1,5 = 98,3\text{cm}^2)$$

$$mF_a \cdot z \cdot R_a = H \cdot M_1 \cdot K_H \cdot n_c$$

$$H = \frac{m \cdot F_a \cdot z \cdot R_a}{M_1 \cdot K_H \cdot n_c} = \frac{1 \times 98,3 \times 0,48 \times 2,7}{69,7 \times 1 \times 1} = 1,8\text{m}$$

Trong đó :

$$A_0 = \frac{M_1}{bh_0^2 R_{np}} = \frac{69,7 \times 10^5}{100 \times 55^2 \times 110} = 0,21$$

Theo bảng 20 với $A_0 = 0,21$ thì $\gamma = 0,88$

$$z = \gamma h_0 = 0,88 \times 55 = 48\text{cm}.$$

Lấy chiều cao khối bê tông đổ đợt I là: $H = 1,5\text{m}$

TÍNH TOÁN RẦM BÊ TÔNG CỐT THÉP ĐÚC SÀN CHỊU TẢI TRỌNG BÊ TÔNG ĐỢT I

Theo điều 3-86, lấy hệ số vượt tải $n = 1,2$

$$K_H = n_c = m_a = m_b = 1,0$$

Tải trọng tính toán:

$$q_1 = b\gamma n$$

$$q_1 = 1,5 \times 1,5 \times 2,5 \times 1,2 = 6,75 \text{ T/m}$$

Tải trọng tiêu chuẩn:

$$q_1^H = 1,5 \times 1,5 \times 2,5 = 5,6 \text{ T/m}$$

Các nội lực tính toán:

$$M = \frac{q_1 l^2}{8} = \frac{6,75 \times 11,15^2}{8} = 106 \text{ Tm}$$

$$Q = \frac{q_1 l}{8} = \frac{6,75 \times 11,15}{8} = 38 \text{ T}$$

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b}{m_a R_a} \left(h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M \cdot K_H \cdot n_c}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} \right) = \frac{1 \times 110 \times 150}{1 \times 270} \left(55 - \sqrt{3025 - \frac{2 \times 106 \times 10^5 \times 1 \times 1}{1 \times 110 \times 150}} \right) = 89\text{cm}^2 < 98,3\text{cm}^2$$

$$x = 55 - \sqrt{3025 - \frac{2 \times 106 \times 10^3 \times 1 \times 1}{1 \times 110 \times 100}} = 21,9 \text{ cm}$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{21,9}{55} = 0,4 < 0,6 = \xi_R$$

Kiểm tra theo lực ngang:

$Q \leq 0,9 R_b \cdot b_p \cdot h_0$ vì các rầm dúc sẵn sẽ nằm trong sàn

$38 < 0,9 \times 88 \times 1 \times 0,55 = 43,6$ Tấn, có nghĩa là không cần cốt thép ngang (thỏa mãn điều kiện lực ngang).

Trọng lượng rầm bê tông cốt thép:

$$\left(1 \times 0,65 + 2 \frac{0,15 + 0,3}{2} \times 0,2 \right) \times 2,5 \times 11,3 = 21 \text{ Tấn}$$

Nhỏ hơn sức nâng của cần trục (25 tấn)

Độ mở rộng khe nứt bằng:

$$a_r = C_g \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_a - \sigma_{Har}}{E_a} \times 7(4 - 100\mu)\sqrt{d} = 1 \times 1 \times \frac{1850}{2,1 \times 10^6} \times 7(4 - 1,8)\sqrt{50} = 0,096 \text{ mm}$$

Trong đó: $\sigma_{Har} = 0$

$$M^H = \frac{q_l^H \cdot l^2}{8} = \frac{5,6 \times 11,15^2}{8} = 87 \text{ Tm}$$

Chiều cao vùng chịu nén của bê tông (khi biểu đồ ứng suất hình tam giác)

$$x = \frac{nF_a}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2h_0b}{nF_a}} \right) = \frac{7,9 \times 98,3}{100} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 55 \times 100}{7,9 \times 98,3}} \right) = 22 \text{ cm}$$

$$n = \frac{F_a}{E_b} = \frac{2,1 \times 10^6}{2,65 \times 10^5} = 7,9$$

$$Z = h_0 - \frac{x}{3} = 55 - \frac{22}{3} = 48 \text{ cm}$$

$$\sigma_a = \frac{M^H}{P_a \cdot Z} = \frac{87 \cdot 10^5}{98,3 \times 48} = 1850 \text{ KG/cm}^2$$

$$\mu = \frac{F_a}{bh_0} = \frac{98,3}{100 \times 55} = 0,018$$

$n\mu = 7,9 \times 0,018 = 0,14$ Theo biểu đồ ở phụ lục 3(2):

Khi $\sigma_a = 1850 \text{ KG/cm}^2$ và $n\mu = 0,14$ thì $\psi_a = 0,95$

Xác định độ võng:

$$\text{Độ cứng: } B_k = \frac{E_a F_{az} (h_0 - x)}{\psi_a} = \frac{2,1 \times 10^6 \times 98,3 \times 48 (55 - 22)}{0,95} = 3,4 \cdot 10^{11} \text{ KGcm}^2 = 3,4 \cdot 10^4 \text{ Tm}^2$$

$$\text{Độ võng: } y = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_l^H \cdot l^4}{B_k} = \frac{5}{384} \times \frac{5,6 \times 11,15^4}{3,4 \times 10^4}$$

$$y = 0,033\text{m}$$

$$\frac{1}{338} < \frac{1}{250}$$

Tính toán chịu tải trọng bê tông đổ đợt II có chiều cao

$$H = 1,5\text{m}$$

Tải trọng tính toán bổ sung:

$$q_{zg} = 1,5 \times 1,5 \times 2,5 \times 1,2 = 6,75\text{T/m dài}$$

Tải trọng tiêu chuẩn bổ sung:

$$q_{zg}^H = 1,5 \times 1,5 \times 2,5 = 5,6\text{T/m}$$

Tải trọng tính toán toàn bộ:

$$q_2 = q_1 + q_{zg} = 6,75 + 6,75 = 13,5\text{ T/m}$$

Các lực tính toán:

$$M = \frac{q_2 l^2}{8} = \frac{13,5 \times 11,15^2}{8} = 75,5\text{Tm}$$

$$Q = \frac{q_2 l}{2} = \frac{13,5 \times 11,15}{2} = 75,5\text{T}$$

$$F_a = \frac{m_b \cdot R_{np} \cdot b}{m_a R_a} \left(h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M \cdot K_H \cdot n_c}{m_b \cdot R_{np} \cdot b}} \right) = \frac{1 \times 90 \times 150}{1 \times 2700} \left(140 - \sqrt{19600 - \frac{2 \times 210 \times 10^5 \times 1 \times 1}{1 \times 90 \times 150}} \right) =$$

$$= 58\text{cm}^2 < 98,3\text{cm}^2$$

$$x = 140 - \sqrt{140^2 - \frac{2 \times 210 \times 10^5 \times 1 \times 1}{1 \times 90 \times 150}} = 11,6\text{cm}$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{11,6}{140} = 0,08 < 0,6 = \xi_R$$

Kiểm tra theo lực cắt ngang:

Thông thường có thể bắt đầu đổ bê tông đợt II sau khi bê tông đợt I đạt được mác 100.

$$Q \leq 0,9 R_p \cdot b \cdot h_0$$

$$75,5 < 0,9 \times 75 \times 1,5 \times 1,4$$

75,5 < 142 Tấn nên không cần đặt cốt thép chịu lực ngang.

Độ mở rộng của các khe nứt do tải trọng bổ sung của bê tông đổ đợt II

$$a_T = c_c \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_a - \sigma_{Har}}{E_a} \times 7(4 - 100\mu)\sqrt{d} = 1 \times 1 \times \frac{688}{2,1 \times 10^6} \times 7(4 - 0,47)\sqrt{50} = 0,0578\text{mm}$$

Trong đó:

$$M^H = \frac{q_{zg}^H \cdot l^2}{8} = \frac{5,6 \times 11,15^2}{8} = 87\text{Tm}$$

$$\sigma_{Har} = 0$$

Chiều cao vùng chịu nén của bê tông:

$$x = \frac{nF_a}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2h_0 b}{nF_a}} \right) = \frac{8,7 \times 98,3}{150} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 140 \times 150}{8,7 \times 98,3}} \right) = 34 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2,1 \times 10^6}{2,4 \times 10^5} = 8,7$$

$$z = h_0 - \frac{x}{3} = 140 - \frac{34}{3} = 129 \text{ cm}$$

$$\sigma_a = \frac{M^H}{F_a \cdot Z} = \frac{87 \cdot 10^5}{98,3 \times 129} = 688 \text{ KG/cm}^2$$

$$\mu = \frac{F_a}{bh_0} = \frac{98,3}{150 \times 140} = 0,0047$$

$$n \cdot \mu = 8,7 \times 0,0047 = 0,041$$

Theo biểu đồ ở phụ lục 3(2): khi $\sigma_a = 688 \text{ KG/cm}^2$

$$n\mu = 0,041 \text{ thì } \psi_a = 0,4$$

Xác định độ võng:

Độ cứng

$$B_k = \frac{E_a \cdot F_a \cdot z(h_0 - x)}{\psi_a} = \frac{2,1 \times 10^6 \times 98,3 \times 129(140 - 34)}{0,4} = 7,1 \times 10^{12} \text{ KG/cm}^2 = 7,1 \times 10^5 \text{ T.m}^2$$

Độ võng:

$$y = \frac{5}{384} \times \frac{q_{2k}^H \times l^4}{B_k} = \frac{5}{384} \times \frac{5,6 \times 11,15^4}{7,1 \times 10^5} = 0,0016 \text{ m} = \frac{1}{6969} << \frac{1}{250}$$

Xác định độ mở rộng khe nứt độ võng do tải trọng khai thác (nước);

Tải trọng khai thác (nước) bằng:

$$q^H = 26,5 \text{ T/m}$$

$$M^H = \frac{(q^H \cdot b)^2}{16} = \frac{(26,5 \times 1,5) 11^2}{16} = 300 \text{ Tm}$$

Chiều cao vùng chịu nén của bê tông được xác định theo phương trình:

$$x^3 - 3x^2(h_0 + e) - \frac{6F_a e n' x}{b} + \frac{6F_a e n' h_0}{b} = 0$$

$$x^3 - 3x^2(290 + 14) - \frac{6 \times 98,3 \times 14 \times 8,7 x}{150} + \frac{6 \times 98,3 \times 14 \times 8,7 \times 290}{150} = 0$$

$$x = 12 \text{ cm}$$

Cánh tay đòn của nội lực ngẫu lực:

$$z = h_0 - \frac{x}{3} = 290 - \frac{12}{3} = 286 \text{ cm}$$

$$\sigma_a = \frac{N^H(e+z)}{F_a \cdot z} = \frac{130 \times 1,5 \times 10^5 \times (14 + 286)}{98,3 \times 286} = 2080 \text{ KG/cm}^2$$

$$\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} = \frac{98,3}{150 \times 290} = 0,0023$$

Độ mở rộng khe nứt bằng:

$$a_T = C_x \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_a - \sigma_{H_{ar}}}{E_a} \times 7(4 - 100\mu)\sqrt{d} = 1,3 \times 1 \times \frac{2080 - 200}{2,1 \times 10^6} \times 7(4 - 0,23)\sqrt{50} = 0,216 \text{ mm}$$

$$n\mu = 8,7 \times 0,0023 = 0,02$$

Theo biểu đồ ở phụ lục 3(2); khi $\sigma_a = 2080 \text{ KG/cm}^2$ và $n\mu = 0,02$; $\psi_a = 0,4$

Khi tải trọng tác dụng dài hạn thì:

$$\psi_{ag} = \frac{2\psi_a + 1}{3} = \frac{2 \times 0,4 + 1}{3} = 0,6$$

Độ cứng:

$$B_k = \frac{E_a \cdot F_a \cdot z(h_0 - x)}{\psi_{ag}} = \frac{2,1 \times 10^6 \times 98,3 \times 286(290 - 12)}{0,6} = 27,4 \times 10^{12} \text{ KG/cm}^2 = 27,4 \cdot 10^5 \text{ Tm}^2$$

$$B_g = \frac{B_k}{2} = \frac{27,4 \times 10^5}{2} = 13,7 \cdot 10^5 \text{ Tm}^2$$

Độ võng:

$$y = \frac{1}{384} \frac{q l^4}{B_g} = \frac{1}{384} \times \frac{26,5 \times 11,15^5}{13,7 \times 10^5} = 0,0011 \text{ m}$$

$$\frac{1}{10000} \ll \frac{1}{250}$$

Tổng độ mở rộng của các khe nứt do tải trọng thời kỳ thi công và tải trọng khai thác là:

$$\sum a_T = 0,096 + 0,0578 + 0,216 = 0,37 \text{ mm}$$

Trị số giới hạn của độ mở rộng khe nứt khi gradien cột nước $i = \frac{26,5}{3} \approx 9$, khi công trình

thuộc cấp II và $d_{\text{cốt thép chịu kéo}} > 40 \text{ mm}$, theo bảng 32, tra có $a_{\text{Giới hạn}} = 1,3 \times 0,25 \times 1,25 = 0,41 \text{ mm}$

$$\sum a_T = 0,370 \text{ mm} < a_{\text{Giới hạn}} = 0,41 \text{ mm}$$

Độ võng tổng cộng:

$$\sum y = 0,033 + 0,0016 + 0,0011 = 0,0357 \text{ m}$$

$$\frac{1}{308} < \frac{1}{250}$$

Như vậy các kích thước của rầm lắp ghép thoả đáng sức nâng của cần trục và cho phép không cần tăng cốt thép dọc và ngang của sàn đã được chọn từ các tải trọng khai thác, cho phép đổ bê tông sàn này theo 2 đợt.

4. TÍNH TOÁN NHỮNG BỘ PHẬN KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN NHÓM THỨ HAI

A. TÍNH TOÁN CÁC BỘ PHẬN BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO SỰ HÌNH THÀNH CÁC KHE NỨT

4.1. Việc tính toán các bộ phận bê tông cốt thép theo sự hình thành các khe nứt phải được thực hiện:

- Với những bộ phận chịu áp lực nằm trong vùng mực nước thay đổi cũng như những bộ phận yêu cầu không thấm nước có xét đến các chỉ dẫn ở các điều 1.7 và 1.15 của tiêu chuẩn thiết kế bê tông và bê tông cốt thép thủy công;
- Với các kết cấu chịu áp lực khi trị số trung bình năm của độ kiềm bicacbonat của môi trường nước nhỏ hơn 0,25 mg đường lượng/lít và không có các biện pháp bảo vệ;
- Khi có các yêu cầu riêng của các tiêu chuẩn về thiết kế các loại công trình thủy công riêng biệt.

4.2. Việc tính toán theo sự hình thành các khe nứt (thẳng góc với trục dọc của bộ phận) phải được tiến hành:

a) Với các bộ phận chịu kéo đúng tâm, theo công thức:

$$n_c \cdot N \leq R_{pt} F_b + 300F_a \quad 167(52)$$

b) Với các bộ phận chịu uốn, theo công thức:

$$n_c \cdot M \leq m_h \cdot \gamma \cdot R_{pt} W_n \quad 168(53)$$

Trong đó: m_h, γ là hệ số được lấy theo các chỉ dẫn ở điều 3.3;

W_n = mô men kháng của mặt cắt quy đổi, được xác định theo công thức:

$$W_n = \frac{J_n}{h - y_c} \quad 169(54)$$

J_n – mô men quán tính của mặt cắt quy đổi;

y_c – khoảng cách từ trọng tâm mặt cắt quy đổi đến mép chịu nén;

c) Với các bộ phận chịu kéo lệch tâm, theo công thức:

$$n_c \left(\frac{N \cdot e_0}{W_n} - \frac{N}{F_n} \right) \leq m_h \cdot \gamma \cdot R_{pt} \quad 171(56)$$

d) Với các bộ phận chịu kéo lệch tâm, theo công thức:

$$n_c \left(\frac{N \cdot e_0}{m_h \cdot \gamma \cdot W_n} + \frac{N}{F_n} \right) \leq R_{pt} \quad 172(57)$$

4.3. Việc tính toán theo sự hình thành các khe nứt do tác dụng của tải trọng lặp lại nhiều lần được tiến hành theo điều kiện:

$$n_c \cdot \sigma_p \leq m_{b2} \cdot R_{pt} \quad 172(57)$$

Trong đó: - ứng suất kéo pháp tuyến lớn nhất của bê tông, được xác định bằng tính toán theo các yêu cầu của điều 3.77.

B. TÍNH TOÁN NHỮNG BỘ PHẬN BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO ĐỘ MỞ RỘNG CỦA CÁC KHE NỨT

4.4. Những bộ phận của các kết cấu bê tông cốt thép không phải tính toán theo sự hình thành khe nứt nêu trong điều 4.1 phải được tính toán theo độ mở rộng của các khe nứt nhằm mục đích đảm bảo độ tin cậy và tuổi thọ cần thiết của công trình.

4.5. Độ mở rộng a_T (mm) của các khe nứt thẳng góc với trục dọc của bộ phận được xác định theo công thức sau:

$$a_T = K \cdot c_g \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_a - \sigma_{Har}}{E_a} \cdot 7(4 - 100\mu)\sqrt{d} \quad 173(58)$$

Trong đó: K – hệ số được lấy bằng:

- 1,0 – với các bộ phận chịu uốn và chịu nén lệch tâm;
- 1,2 – với các bộ phận chịu kéo đúng tâm và nén lệch tâm;
- 1,2 – khi bố trí nhiều hàng cốt thép;

C_g – hệ số được lấy bằng:

1,0 – với tải trọng tác dụng tạm thời ngắn hạn.

1,3 – với tải trọng thường xuyên và tạm thời dài hạn.

- Với tải trọng lặp lại nhiều lần: khi bê tông ở trạng thái khô không khí

$C_g = 2 - \rho_a$, trong đó: ρ_a – hệ số không đối xứng của chu kỳ;

- Khi bê tông ở tình trạng bão hoà nước $C_g = 1,1$;

Chú thích:

Khi: $\frac{M_g}{M_n} > \frac{2}{3}$: lấy hệ số $C_g = 1,3$

Khi $\frac{M_g}{M_n} < \frac{2}{3}$: lấy hệ số $C_g = 1,0$

Trong đó:

M_g , M_n là mô men uốn lớn nhất tương ứng do tác dụng của tải trọng thường xuyên và dài hạn, và do tác dụng của tải trọng đầy đủ (thường xuyên, dài hạn và ngắn hạn)

η - hệ số được lấy bằng:

1,0 - đối với thanh cốt thép có gờ;

1,4 - đối với thanh cốt thép trơn;

σ_a - ứng suất trong cốt thép chịu kéo được xác định theo các chỉ dẫn ở điều 4.6 không tính đến cường độ của bê tông vùng chịu kéo của mặt cắt;

σ_{Har} - ứng suất kéo ban đầu trong cốt thép do sự trương nở của bê tông;

- Đối với kết cấu nằm trong nước: $\sigma_{Har} = 200 \text{ KG/cm}^2$

- Đối với các kết cấu ở tình trạng khô ráo lâu dài, kể cả trong thời gian thi công $\sigma_{Har} = 0$;

μ - hàm lượng cốt thép của mặt cắt được lấy bằng:

Đối với mặt cắt chữ nhật: $\mu = \frac{F_a}{bh_0}$

Đối với mặt cắt chữ T và chữ I: $\mu = -\frac{F_a}{bh_0 + (b_n - b)(b_n - a)}$;

nhưng không quá 0,02

d - đường kính thanh cốt thép (mm);

Khi cốt thép gồm nhiều loại đường kính khác nhau, thì d được tính theo công thức:

$$d = \frac{n_1 d_1^2 + n_2 d_2^2 + \dots + n_k d_k^2}{n_1 d_1 + n_2 d_2 + \dots + n_k d_k}$$

4.6. Ứng suất trong cốt thép phải được xác định theo các công thức sau:

- Đối với các bộ phận chịu uốn:

$$\sigma_a = \frac{M}{F_a \cdot z}; \quad 174(59)$$

- Đối với các bộ phận chịu kéo đúng tâm:

$$\sigma_a = \frac{N}{F_a} \quad 175(60)$$

Đối với các bộ phận chịu kéo lệch tâm và nén lệch tâm có độ lệch tâm lớn:

$$\sigma_a = \frac{M(e \pm z)}{F_a \cdot z} \quad 176(61)$$

Đối với các bộ phận chịu kéo lệch tâm có độ lệch tâm nhỏ:

$$\text{Đối với cốt thép A: } \sigma_a = \frac{N \cdot e'}{F_a (h_0 - a')} \quad 177$$

$$\text{Đối với cốt thép A': } \sigma_a = \frac{N \cdot e}{F_a (h_0 - a')} \quad 178$$

Trong các công thức từ 174(59) đến 176(61):

z - cánh tay đòn nội ngẫu lực, được lấy theo các kết quả tính toán mặt cắt theo độ bền;

e - khoảng cách từ trọng tâm diện tích mặt cắt cốt thép A đến điểm đặt lực dọc N.

Trong công thức 176(61), lấy dấu (+) khi kéo lệch tâm và dấu (-) khi nén lệch tâm.

Đối với các bộ phận kéo lệch tâm với độ lệch tâm nhỏ, phải xác định σ_a theo công thức

176(61), trong đó thay đại lượng $\frac{e+z}{F_a z}$ bằng đại lượng $\frac{e'}{F_a (h_0 - a')}$ đối với cốt thép A, và

bằng đại lượng $\frac{e}{F_a (h_0 - a')}$ đối với cốt thép A'.

4.7. Để xác định độ mở rộng của các khe nứt khi đã biết ứng suất trong cốt thép, hàm lượng cốt thép và đường kính cốt thép, có thể sử dụng các biểu đồ 1 ÷ 4 của phụ lục 4.

Đối với các trị số trung gian của ứng suất trong cốt thép độ mở rộng các khe nứt được lấy theo nội suy.

4.8. Độ mở rộng của các khe nứt được xác định theo tính toán hoặc theo các biểu đồ của phụ lục 4, trong trường hợp không có các biện pháp bảo vệ riêng không được lớn hơn các trị số ghi trong bảng 32(5) là các trị số giới hạn độ mở rộng tính toán cho phép của các khe nứt theo các điều kiện về tuổi thọ của bê tông, về sự bảo toàn cốt thép và về hạn chế lưu lượng thấm qua công

trình. Đồng thời tỷ lệ N: X (nước: xi măng) của bê tông không được vượt quá các trị số nêu trong bảng 33.

Vì các trị số ghi trong bảng 32(15) thoả mãn tổ hợp xấu nhất của các yếu tố bên trong và bên ngoài, nên trong những điều kiện thuận lợi hơn sẽ có thể dư thừa, độ an toàn khi xác định trị số cho phép của a_T theo bảng 32(15). Bởi vậy, nếu trị số a_T tính theo công thức 173(58) vượt quá trị số cho phép ghi trong bảng 32(15) thì nên xác định độ mở rộng tính toán cho phép của các khe nứt theo trị số nhỏ nhất trong ba trị số đã được định chuẩn riêng biệt theo điều kiện tuổi thọ của bê tông, bảo toàn của cốt thép và hạn chế lưu lượng nước thấm qua công trình theo các điều 4.9 ÷ 4.14

Bảng 32(15)

Đặc điểm và điều kiện làm việc của kết cấu	Độ mở rộng giới hạn của khe nứt a_T (mm)
1. Kết cấu không chịu áp lực nằm thường xuyên dưới nước, và các kết cấu thép – bê tông cốt thép	0,3
2. Kết cấu chịu áp lực, trừ kết cấu chịu kéo đúng tâm, khi gradien cột nước:	
- Bằng và nhỏ hơn 20 (≤ 20)	0,25
- Lớn hơn 20 (> 20)	0,20
3. Các kết cấu chịu áp lực nằm dưới nước chịu kéo đúng tâm và kéo lệch tâm với độ lệch tâm nhỏ, khi gradien cột nước:	
- Bằng và nhỏ hơn 20 (≤ 20)	0,15
- Lớn hơn 20 (> 20)	0,10
4. Tất cả các kết cấu nằm ở vùng mực nước thay đổi	0,15
5. Tất cả các kết cấu nằm trong vùng mực nước biển thay đổi	0,05
Chú thích: 1. Các trị số giới hạn a_T trong bảng 32(15) phải được nhân với các hệ số sau đây, tùy theo cấp công trình: Với công trình cấp I: 1; Với công trình cấp II: 1,3; Với công trình cấp III: 1,6; Với công trình cấp VI và V-2 . Khi đường kính cốt thép bằng và lớn hơn 40mm cho phép tăng trị số giới hạn lên 25%. Đồng thời trong mọi trường hợp trị số a_T không được lấy hơn 0,5mm 2. Khi độ kiểm bicácbonát của môi trường nước nhỏ hơn 1 mg - đương lượng lít hoặc khi tổng nồng độ các ion Cl^- và SO_4^{2-} lớn hơn 1000mg/l thì các trị số giới hạn a_T ở các điểm từ 1 đến 4 của bảng 32(15) phải giảm xuống 2 lần. Khi trị số bicácbonát kiểm trung bình năm của môi trường nước nhỏ hơn 0,25 (mg - đương lượng)/ lít và khi không có các biện pháp bảo vệ, các kết cấu chịu áp lực phải được thiết kế theo kết cấu bền nứt. 3. Các giá trị giới hạn a_T khi có biện pháp bảo vệ phải được xác định trên cơ sở các nghiên cứu riêng.	

4.9. Phải xác định các trị số giới hạn của độ mở rộng các khe nứt theo điều kiện tuổi thọ của bê tông:

- Theo bảng 33 đối với các bộ phận chịu kéo đúng tâm và chịu kéo lệch tâm nhỏ (khe nứt xuyên suốt) của các kết cấu bê tông cốt thép chịu áp lực trong các công trình thủy công trên sông cấp I. Trong các bộ phận có biểu đồ ứng suất 2 dấu (khe nứt không xuyên suốt): độ mở rộng của các khe nứt không bị hạn chế; đồng thời tỷ số N ÷ X lớn nhất được lấy theo bảng 33 ứng với $a_T = 0,05\text{mm}$;

- Đối với các kết cấu bê tông cốt thép không chịu áp, độ mở rộng của các khe nứt xuyên suốt và không xuyên suốt bị hạn chế; đồng thời trị số N : X lớn nhất được lấy theo bảng 33 ứng với $a_T = 0,05\text{mm}$ và $H = 10\text{m}$.

Khi dùng các biện pháp bảo vệ cũng như khi có điều kiện khai thác đặc biệt của công trình, độ mở rộng cho phép của các khe nứt phải được quy định trên cơ sở các nghiên cứu riêng.

Chú thích:

1) Độ mở rộng của các khe nứt xuyên suốt hình nêm phải được lấy tại mặt cắt hẹp nhất của chúng.

2) Cho phép định trị số $\frac{N}{X}$ trong bảng 33 lớn hơn 0,6 trong những trường hợp mà nồng độ của các chất hoá học trong nước (nồng độ quyết định mức độ xâm thực của nó đối với bê tông theo các dấu hiệu ăn mòn loại II và III) không vượt quá một phần tư nồng độ của các chất hoá học này trong nước đã được định chuẩn ứng với mức không xâm thực đối với bê tông có độ chặt bình thường ghi trong bảng 2, 3 phụ lục 5.

Khi nồng độ của các chất hoá học này cao hơn độ chặt của bê tông phải được xác định theo bảng 35, đồng thời các trị số N/X không được vượt quá các trị số nêu trong bảng 33.

Bảng 33

Môi trường nước kiềm bicacbonat (mg đương lượng/lít)	Độ mở rộng giới hạn của các khe nứt a_T (mm)	Cột nước $H(\text{m})$		
		10	50	200
		N/X lớn nhất của bê tông		
0,25 và nhỏ hơn	Không cho phép	0,5	0,48	0,45
0,4	0,05	0,55	0,50	0,45
0,4	0,10	0,48	0,45	0,42
0,8	0,05	0,63	0,58	0,52
0,8	0,10	0,59	0,55	0,50
0,8	0,15	0,56	0,52	0,48
0,8	0,20	0,54	0,50	0,46
0,8	0,25	0,52	0,49	0,45
0,8	0,35	0,50	0,47	0,44
0,8	0,50	0,48	0,45	0,43
1,6	0,05	0,70	0,69	0,64
1,6	0,10	0,70	0,66	0,62
1,6	0,15	0,68	0,64	0,60
1,6	0,20	0,66	0,62	0,58
1,6	0,25	0,64	0,60	0,57
1,6	0,35	0,62	0,58	0,55
1,6	0,50	0,60	0,56	0,53
2,4	0,05	0,70	0,70	0,70
2,4	0,10	0,70	0,70	0,69
2,4	0,15	0,70	0,70	0,66
2,4	0,20	0,70	0,68	0,64

2,4	0,25	0,70	0,66	0,62
2,4	0,35	0,68	0,64	0,60
2,4	0,50	0,66	0,62	0,59
3,2 và lớn hơn	Không hạn chế	0,70	0,70	0,64

- 4.10. Các trị số giới hạn của độ mở rộng của các khe nứt theo điều kiện bảo toàn cốt thép đối với các kết cấu bê tông cốt thép của các công trình thủy công trên sông cấp I phải được lấy theo bảng 34.

Khi tổng nồng độ các ion Cl^- và SO_4^{2-} vượt quá các trị số nêu trong bảng 34, phải xác định trị số giới hạn của độ mở rộng của các khe nứt theo bảng 5 phụ lục 5.

- 4.11. Đối với các công trình cấp II, III, và IV độ mở rộng giới hạn của các khe nứt được xác định bằng cách nhân các trị số a_T trong bảng 33,34 với các hệ số tương ứng 1,3; 1,6 và 2. Đồng thời độ không được lấy mở rộng của các khe nứt lớn hơn 0,5mm.

Bảng 34

Các điều kiện tương hỗ giữa môi trường nước và kết cấu	Gradient cột nước J	Độ mở rộng giới hạn của các khe nứt a_T (mm) khi			
		Tổng nồng độ iốt Cl^- và SO_4^{2-} trong môi trường nước (mg/l)			
		< 50	100	200	400 ÷ 1000
1. Thường xuyên bão hoà nước	đến 5	0,5	0,4	0,35	0,3
	50	0,45	0,35	0,30	0,25
	300	0,40	0,30	0,25	0,20
2. Định kỳ bão hoà nước	đến 5	0,30	0,25	0,20	0,15
	50	0,30	0,20	0,15	0,10
	300	0,30	0,20	0,10	0,05
Khi số chu kỳ trong năm nhỏ hơn 100	đến 5	0,25	0,20	0,15	0,10
	50	0,20	0,15	0,10	0,05
	300	0,20	0,10	0,10	0,05
Từ 100 đến 1000	đến 5	0,20	0,15	0,10	0,05
	50	0,20	0,10	0,10	0,05
	300	0,20	0,10	0,10	0,05
Hút mao dẫn, nước bắn toé lên, bụi nước	----	0,20	0,15	0,10	0,05

- 4.12. Trị số giới hạn của độ mở rộng của các khe nứt theo điều kiện hạn chế các lưu lượng nước thấm phải được xác định theo các công thức:

$$a_T = \frac{(q_0^2 + 0,754q_0)^{1/3}}{0,524J} \quad 179$$

Trong đó: q_0 - lưu lượng qua 1cm diện tích dòng chảy trong khe nứt ở thời kỳ thấm ban đầu, được lấy bằng lưu lượng cho phép (ml/s, cm);

$j = \frac{H_1 - H_2}{L}$ - gradien cột nước, bằng tỷ số độ chênh cột nước trên chiều dày kết cấu (hoặc chiều dài đường thấm).

Theo điều kiện thấm, chiều rộng giới hạn của độ mở rộng của các khe nứt không xuyên suốt trong các kết cấu không chịu áp lực không bị hạn chế.

- 4.13. Việc đánh giá độ chặt của bê tông trong các kết cấu bền nứt cũng như không bền nứt phải được thực hiện theo bảng 35.

Bảng 35

Bê tông có độ chặt	Chỉ số độ chặt của bê tông		
	Mác theo độ không thấm nước	Độ hút nước tính bằng % khối lượng	Tỷ số nước: xi măng (N/X) không lớn hơn
Bình thường	B - 4	5,7 + 4,8	0,6
Cao	B - 6	4,7 + 4,3	0,55
Đặc biệt cao	B - 8	4,2 và nhỏ hơn	0,45

Chú thích:

1. *Mác bê tông theo độ không thấm nước được xác định theo tiêu chuẩn nhà nước.*

2. *Các chỉ số độ hút nước và tỷ lệ nước: xi măng ghi trong bảng 35 là cho bê tông nặng.*

Đối với các bê tông cấu tạo nhẹ (cốt liệu xốp), phải nhân các trị số độ hút nước trong bảng 35 với tỷ số khối lượng thể tích của bê tông nặng trên khối lượng thể tích của bê tông nhẹ.

3. *Độ hút nước của bê tông được xác định theo tiêu chuẩn nhà nước.*

- 4.14. Theo tác dụng của môi trường nước lên bê tông của kết cấu, các quá trình ăn mòn được chia thành 3 loại cơ bản sau:

- Ăn mòn loại thứ nhất được đặc trưng bởi sự rửa trôi các thành phần hoà tan của bê tông;
- Ăn mòn loại thứ hai được đặc trưng bởi sự hình thành các hợp chất hoà tan hoặc các sản phẩm không có đặc tính dính kết, do các phản ứng trao đổi giữa các thành phần của xi măng đã đông cứng với môi trường nước xâm thực;
- Ăn mòn loại thứ ba được đặc trưng bởi sự tạo thành và tích tụ trong bê tông các muối ít hoà tan có đặc tính tăng thể tích khi chuyển sang thể cứng. Việc đánh giá sự xâm thực của môi trường nước đối với bê tông phải được thực hiện:
 - Theo các dấu hiệu ăn mòn loại thứ nhất: theo độ kiềm bicacbonat của nước đã quy định W (mg đương lượng/lít) - theo bảng 1 - phụ lục 5;
 - Theo các dấu hiệu ăn mòn loại thứ hai: theo chỉ số pH, theo hàm lượng CO₂ tự do, theo hàm lượng các muối manhê - theo bảng 2 và 4 phụ lục 5.
 - Theo các dấu hiệu ăn mòn loại thứ III: theo nồng độ các sunphat SO₄ đã cho theo bảng 3, phụ lục 5.

Ví dụ tính toán:

Ví dụ 38. Cho một cừ có mặt cắt hình chữ T, kích thước b = 30cm, h = 60cm, h₀ = 150cm, h₁ = 15cm, a = a' = 5cm. Bê tông M300: R_{bt} = 15KG/cm², E_b = 29000 KG/cm². Diện tích mặt cắt cốt thép chịu nén F'_n = 16,08cm², chịu kéo F_n = 26,61cm².

Mômen uốn được xác định với hệ số vượt tải $n = 1$ là $M = 14 \text{ Tm}$

Tổ hợp tải trọng cơ bản $n_c = 1$. Yêu cầu tính toán theo sự hình thành các khe nứt.

Tính toán:

Độ bền nứt của mặt cắt được xác định từ điều kiện 168(53):

$$n_c M \leq m_b \cdot \gamma \cdot R_{ptt} \cdot W_n$$

Xác định các đặc trưng hình học của mặt cắt:

Diện tích mặt cắt quy đổi:

$$\begin{aligned} F_n &= b_n h_n + b(h - h_n) + F_a \cdot \frac{E_a}{E_b} + F_a' \cdot \frac{E_a}{E_b} = 150 \times 15 + 30(60 - 15) + 26,61 \times 6,9 + 16,08 \times 6,9 = \\ &= 3894,6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Mômen tĩnh của mặt cắt quy đổi đối với cạnh dưới của mặt cắt:

$$S_n = 150 \times 15 \times 7,5 + 30(60 - 15) \times 37,5 + 26,61 \times 6,9 \times 5 + 4 \times 16,08 \times 6,9 \times 55 = 74520,4 \text{ cm}^3$$

Khoảng cách từ cạnh dưới của mặt cắt đến trọng tâm của mặt cắt quy đổi:

$$y = \frac{S_n}{F_n} = \frac{74520,4}{3894,6} = 19,1 \text{ cm}$$

$$y_c = h - y = 60 - 19,1 = 40,9 \text{ cm.}$$

Mômen quán tính quy đổi của mặt cắt:

$$J_n = \frac{150 \times 15^3}{12} + 150 \times 15 \times 11,6^2 + \frac{30 \times 45^3}{12} + 30 \times 45 \times 18,4^2 + 26,61 \times 6,9 \times 14,1^2 + 16,08 \times 6,9 \times 35,9^2 = 1209315 \text{ cm}^4$$

Mômen kháng của mặt cắt quy đổi:

$$W_n = \frac{J_n}{h - y_c} = \frac{1209315}{60 - 40,9} = 63315 \text{ cm}^3$$

Vì $h = 60 \text{ cm}$ nên $m_b = 1$ [bảng 17(13)] và xác định γ theo phụ lục 2(1) với mặt cắt hình chữ T có bản cánh trong vùng chịu kéo:

$$\gamma = 1,75 \text{ với } \frac{b_a}{b} = \frac{150}{30} = 5 > 2$$

$$\text{và } \frac{h_n}{h} = \frac{15}{60} = 0,25 > 0,2.$$

$$m_b \cdot \gamma \cdot R_{ptt} \cdot W_n = 1 \times 1,75 \times 150 \times 0,063315 = 16,6 \text{ Tm}$$

$$\text{lớn hơn } n_c \cdot M = 1 \times 14 = 14 \text{ Tm}$$

Nghĩa là độ bền nứt của mặt cắt được bảo đảm.

Ví dụ 39:

Cho các số liệu ban đầu và kích thước hình học của mặt cắt như ở ví dụ 11. Mômen uốn do tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn với hệ số vượt tải $n = 1,0$ là $M = 8,0 \text{ Tm}$. Trong thời gian thi công kết cấu ở tình trạng khô ráo lâu dài.

Yêu cầu tính toán độ mở rộng của các khe nứt.

Tính toán:

Từ tính toán độ bền (xem ví dụ 11) đã xác định được chiều cao vùng chịu nén của bê tông

$$x = 7,4\text{cm}; Z = h_0 - \frac{x}{2} = 21 - \frac{7,4}{2} = 17,3\text{cm}.$$

Ứng suất trong cốt thép:

$$\sigma_a = \frac{M}{F_a \cdot Z} = \frac{800000}{24,63 \times 17,3} = 1877,5 \text{KG/cm}^2.$$

Hàm lượng cốt thép của mặt cắt:

$$\mu = \frac{F_a}{bh_0} = \frac{24,63}{50 \times 21} = 0,023 > 0,02; \text{ lấy } \mu = 0,02$$

K = 1 - đối với các bộ phận chịu uốn;

$$C_g = 1,3$$

$\eta = 1$ vì cốt thép nhóm A-II

$$\sigma_{Har} = 0$$

Độ mở rộng của các khe nứt:

$$a_T = K \cdot C_g \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_a - \sigma_{Har}}{E_a} \times 7(4 - 100\mu) \sqrt{d} = 1 \times 1,3 \times 1 \times \frac{1877,5}{2100000} \times 7(4 - 100 \times 0,02) \times \sqrt{28} =$$

$$= 0,086\text{mm} < a_{T \text{ giới hạn I}} = 0,1 \times 1,6 = 0,16\text{mm} [\text{bảng 32(15)}]$$

Nghĩa là độ mở rộng của các khe nứt nhỏ hơn độ mở rộng cho phép

Ví dụ 40

Cho: $M^H = 194\text{Tm}$ (hệ số vượt tải $n = 1$), mặt cắt:

$$h = 150\text{cm}, h_0 = 135\text{cm}, b = 100\text{cm}.$$

Bê tông M200, cốt thép nhóm A-III: $F_a = 50,9\text{cm}^2$ (5 $\varnothing$ 36); tải trọng tác dụng tạm thời ngắn hạn (trường hợp sửa chữa); công trình cấp I. Yêu cầu xác định độ mở rộng của các khe nứt thẳng góc với trục dọc của bộ phận.

Tính toán:

Chiều cao vùng chịu nén của bê tông:

$$x = \frac{F_a \cdot m_a \cdot R_a}{m_b \cdot R_{np} \cdot b} = \frac{50,9 \times 1,15 \times 3600}{1,15 \times 90 \times 100} = 20\text{cm}$$

Cánh tay đòn của nội ngẫu lực:

$$Z = h_0 - \frac{x}{2} = 135 - \frac{20}{2} = 125\text{cm}$$

Ứng suất trong cốt thép:

$$\sigma_a = \frac{M}{F_a \cdot Z} = \frac{194 \cdot 10^5}{50,8 \times 125} = 3070 \text{KG/cm}$$

Hàm lượng cốt thép của mặt cắt:

$$\mu = \frac{F_a}{bh_0} = \frac{50,9}{100 \times 135} = 0,0037$$

Độ mở rộng của các khe nứt:

$$a_T = K.C_g.\eta.\frac{\sigma_a - \sigma_{H_{ar}}}{E_s}.7(4 - 100\mu)\sqrt{d} = 1,1 \times 1,1 \times \frac{3070 - 200}{2.10^6} \times 7(4 - 0,37)\sqrt{36} = 0,23\text{mm}$$

Độ mở rộng giới hạn của các khe nứt theo bảng 32(15) là: $a_T = 0,25\text{mm}$ khi gradien cột nước bằng 20 và nhỏ hơn, nghĩa là cột nước $H < J.h = 20 \times 1,5 = 30\text{m}$. Như vậy $0,23 < 0,25\text{mm}$. Khi cột nước lớn hơn độ mở rộng cho phép của các khe nứt bằng $0,20\text{mm}$, nghĩa là yêu cầu của bảng 32(15) không được thoả mãn.

Tiến hành kiểm tra riêng theo điều kiện tuổi thọ của bê tông (bảng 33) và ăn mòn cốt thép (bảng 34). Muốn vậy ta sử dụng các số liệu về thành phần hoá học của môi trường nước: độ kiềm bicacbonat

$W = 1,2 \text{ mgdgl/lít}$ nồng độ ion $\text{Cl}^- = 200\text{mg/l}$, $\text{SO}_4^{--} = 50\text{mg/l}$; Cột nước $H = 60\text{m}$;

$$J = \frac{H}{h} = \frac{60}{1,5} = 40$$

a) Kiểm tra theo điều kiện tuổi thọ của bê tông (theo bảng 33): nồng độ các sunphat nhỏ hơn $1/4$ trị số 250mg/l đã được định chuẩn trong bảng 3 phụ lục 5 ứng với mức không xâm thực đối với bê tông có độ chặt bình thường; vì thế trị số N/X lớn nhất của bê tông, theo chú thích 2 của điều 4-9, có thể lấy trong giới hạn $N/X \leq 7$. Vì độ mở rộng của các khe nứt không xuyên suốt theo điều kiện tuổi thọ của bê tông không bị hạn chế nên chỉ cần thoả mãn yêu cầu trong bảng 35 ứng với bê tông có độ chặt bình thường. Đồng thời trị số N/X lớn nhất, theo chú thích ở bảng 1 phụ lục 5, được xác định theo bảng 33 với $H = 10\text{cm}$ và $a_T = 0,05\text{mm}$: với $W = 1,2 \text{ mgdgl/lít}$ bằng nội suy giữa các trị số $W = 0,8$ và $W = 1,6$ ta được $N/X = 0,5(0,63 + 0,70) = 0,66$.

b) Kiểm tra theo điều kiện ăn mòn cốt thép (bảng 34)

Đối với trường hợp bão hoà nước thường xuyên, khi $J = 40 < 50$ và $[\text{Cl}^-] + [\text{SO}_4^{--}] = 20 + 50 = 70\text{mg/l}$, bằng cách nội suy giữa các cột 3 và 4 ta có $a_{T \text{ cho phép}} = 0,41\text{mm}$.

c) Kiểm tra theo điều kiện không thấm nước của công trình: độ mở rộng của các khe nứt không xuyên suốt không bị hạn chế. Như vậy, khi xác định từng điều kiện ta có: $a_{T \text{ cho phép}} = 0,41\text{mm}$ và trị số tính toán được $a_T = 0,23 < 0,41\text{mm}$.

Ví dụ 41:

Cho $M^H = 220\text{Tm}$. (hệ số vượt tải $n = 1$)

$N_{\text{Nén}}^H = 100\text{T}$ ($n = 1$)

Tải trọng tác dụng dài hạn; công trình cấp II; tổ hợp tải trọng cơ bản: $n_c = 1$, $F_a = 62,83\text{cm}^2$ ($5\phi 40$). Cốt thép nhóm A-III, bê tông M200.

Mặt cắt $h = 1,4\text{m}$; $h_0 = 1,3\text{m}$; $b = 1\text{m}$.

Yêu cầu xác định độ mở rộng của các khe nứt thẳng góc với trục dọc của bộ phận.

Tính toán:

Độ lệch tâm:
$$e_0 = \frac{M^H}{N^H} = \frac{220}{100} = 2,2m$$

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a = 2,2 + \frac{1,4}{2} - 0,1 = 2,8m$$

Hàm lượng cốt thép

$$\mu = \frac{F_a}{bh_0} = \frac{62,83}{100 \times 130} = 0,0048$$

Chiều cao vùng chịu nén của bê tông:

$$x = \frac{F_a m_a R_a + K_H \cdot n_c \cdot N}{m_b \cdot R_{np} \cdot b} = \frac{62,83 \times 1,15 \times 3600 + 1,2 \times 1 \times 100 \times 10^3}{1,15 \times 90 \times 100}$$

$$x = 35cm.$$

$$Z = h_0 - \frac{x}{2} = 130 - \frac{35}{2} = 112cm.$$

Ứng suất trong cốt thép:

$$\sigma_a = \frac{N(e - z)}{F_a \cdot z} = \frac{100(2,8 - 1,12)}{0,006283 \times 1,12} = 23900T/m^2 = 2390KG/cm^2$$

Độ mở rộng của các khe nứt:

$$\begin{aligned} a_T &= K \cdot C_g \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_a - \sigma_{\text{tải}}}{F_a} \times 7(4 - 100\mu)\sqrt{d} = \\ &= 1 \times 1,3 \times 1 \times \frac{2390 - 200}{2 \times 10^6} \times 7(4 - 0,48)\sqrt{40} = 0,22mm \end{aligned}$$

Độ mở rộng giới hạn của các khe nứt theo bảng 32 (15):

$$a_T = 0,25 \times 1,3 \times 1,25 = 0,4mm$$

[Theo chú thích 1, bảng 32 (15)]

Như vậy a_T cho phép $> a_T$ tính toán ($0,4mm > 0,22mm$).

Ví dụ 42:

Cho $M^H = 122,5$ Tm; $N_{\text{kéo}}^H = 83$ Tấn

(Hệ số vượt tải $n = 1$). Tải trọng tác dụng tạm thời ngắn hạn. Công trình cấp I; Tổ hợp tải trọng cơ bản; trường hợp sửa chữa.

$F_a = 59,4cm^2$ (2,5Ø55 – A-II). Bê tông M200.

Mặt cắt $h = 1,4m$, $h_0 = 1,3m$, $b = 1m$. Yêu cầu xác định độ mở rộng của các khe nứt thẳng góc với trục dọc của bộ phận.

Tính toán

Độ lệch tâm
$$e_0 = \frac{M^H}{N^H} = \frac{122,5}{83} = 1,48m$$

$$e = e_0 - \frac{h}{2} + a = 1,48 - \frac{1,4}{2} + 0,1 = 0,88m$$

Hàm lượng cốt thép: $\mu = \frac{F_a}{bh_0} = \frac{59,4}{100 \times 130} = 0,0046$

Chiều cao vùng chịu nén của bê tông:

$$x = \frac{F_a \cdot m_a R_a - K_{H1} \cdot n_c N}{m_b R_{np} b} = \frac{59,4 \times 1,15 \times 2700 - 1,25 \times 0,95 \times 83000}{1,15 \times 90 \times 100} = 8,3cm$$

Cánh tay đòn của cặp nội lực:

$$z = h_0 - \frac{x}{2} = 1,3 - \frac{0,083}{2} = 1,26m$$

Ứng suất trong cốt thép:

$$\sigma_a = \frac{N(e+z)}{F_a z} = \frac{83(0,88+1,26)}{0,00594 \times 1,26} = 23700T/m^2 = 2370KG/cm^2$$

Độ mở rộng của các khe nứt:

$$a_T = K \cdot C_g \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_a - \sigma_{tar}}{E_a} \cdot 7(4 - 100\mu) \sqrt{d}$$

$$a_T = 1,2 \times 1 \times 1 \times \frac{2370 - 200}{2,1 \times 10^6} \times 7(4 - 0,46) \sqrt{55} = 0,227mm$$

Độ mở rộng giới hạn của các khe nứt theo bảng 32(15):

$$a_T = 0,25 \times 1,25 = 0,31mm$$

a_T cho phép $> a_T$ tính toán ($0,31 > 0,227mm$)

Ví dụ 43:

Cho tấm móng bằng bê tông cốt thép luôn nằm dưới mực nước ngầm không chịu chênh lệch cột nước. Do tải trọng tính toán, ở vùng chịu kéo phía dưới của bản hình thành các khe nứt không xuyên suốt thẳng đứng hình nêm thu hẹp dần về phía trên. nồng độ trung bình năm của các chất hoá học trong nước (mg/l) là:

$HCO_3^- - 36$, ($W=0,6$ mgđglg/l)

$Cl^- - 30$; SO_4^{2-} ; $\check{C}a - 50$; $\check{M}g - 10$

$(\check{N}a + \check{K}) - 10$; a xít các - bô - ních tự do $-5,5$; pH = 6

Yêu cầu xác định độ mở rộng giới hạn của các khe nứt ở bản móng bê tông cốt thép.

Tính toán:

- 1) Đánh giá sự xâm thực của môi trường nước đối với bê tông theo phụ lục 5 của chỉ dẫn này. Theo các dấu hiệu ăn mòn loại I và loại II đối với công trình không chịu áp lực (bảng 1, phụ lục 5: khi $W = 0,6$ mgđglg/l và bảng 2 phụ lục 5: khi pH = 6), nước có tính ăn mòn yếu đối với bê tông có độ chặt cao ($N/X \leq 0,55$) và không có tính xâm thực theo các dấu hiệu ăn mòn loại III. (bảng 3 phụ lục 5: khi $Cl^- + SO_4^{2-} \rightarrow 150$) đối với bê tông có độ chặt bình thường ($N/X \leq 0,6$). Nếu cho phép có tác động ăn mòn yếu thì cần sử dụng bê tông có tỷ lệ $N/X \leq 0,55$.

- 2) Độ mở rộng giới hạn của các khe nứt theo điều kiện tuổi thọ của bê tông: theo điều 4.9, độ mở rộng của các khe nứt trong các kết cấu không chịu áp theo điều kiện về tuổi thọ của bê tông không bị định chuẩn (không bị hạn chế).
- 3) Độ mở rộng giới hạn của các khe nứt theo điều kiện bảo toàn cốt thép: Theo bảng 34, đối với điều kiện làm việc của kết cấu thường xuyên bị bão hoà và $J=0$ (cho đến 5) bằng nội suy ta xác định được trị số giới hạn của $a_T = 0,375\text{mm}$ (khi $Cl' + SO_4'' \rightarrow 150$)
- 4) Độ mở rộng giới hạn của các khe nứt trong những kết cấu không chịu áp lực theo điều kiện thấm không bị hạn chế.

Như vậy trong trường hợp này, độ mở rộng giới hạn của các khe nứt bị giới hạn bởi điều kiện bảo toàn cốt thép và bằng:

- Đối với công trình cấp I [a_T]=0,375mm
- Đối với công trình cấp II [a_T]=0,48mm
- Đối với công trình cấp III [a_T]=0,6mm

Thay vì các trị số tương ứng bằng 0,3; 0,39 và 0,48mm được xác định theo bảng 32(15)

Ví dụ 44:

Cho tấm móng bê tông cốt thép của nhà máy thủy điện, áp lực từ phía dưới $H=10\text{m}$ ($J=10$), các khe nứt trong tấm móng có dạng nêm không xuyên suốt thu hẹp dần về phía trên. Nồng độ trung bình năm của các chất hoá học trong môi trường nước (mg/l):

$$\text{HCO}_3^- - 170, (W=2,8\text{mgdgl/l})$$

$$Cl' - 30, SO_4'' - 45$$

$$Ca - 60, Mg - 10, (Na + K) - 1,5$$

$$CO_2 \text{ tự do} - 6, pH = 7,2$$

Yêu cầu xác định độ mở rộng giới hạn của các khe nứt trong tấm móng.

Tính toán:

- 1) Đánh giá độ xâm thực của môi trường nước đối với bê tông theo các dấu hiệu ăn mòn loại I, II và III.

Nước với thành phần đã cho không có tính ăn mòn đối với bê tông có độ chặt bình thường (xem bảng 1 phụ lục 5 khi $W=2,8 \text{ Mg dgl/l}$, bảng 2 phụ lục 5 khi $pH=7,2$ và bảng 34 khi $Cl' + SO_4'' \rightarrow 75$).

- 2) Độ mở rộng giới hạn của các khe nứt theo tuổi thọ của bê tông.

Theo điều 4-8 độ mở rộng của các khe nứt dạng nêm thu hẹp dần theo điều kiện tuổi thọ của bê tông không bị định chuẩn.

- 3) Độ mở rộng giới hạn của các khe nứt theo điều kiện bảo toàn của cốt thép:

Theo bảng 34 - đối với điều kiện kết cấu thường xuyên bão hoà nước khi: $J=10$, $Cl' + SO_4'' = 75\text{mg/l}$ tìm được độ mở rộng giới hạn của các khe nứt theo nội suy $a_T=0,44\text{mm}$.

- 4) Sự hạn chế độ mở rộng của các khe nứt theo điều kiện thấm nước:

Độ mở rộng của các khe nứt không thường xuyên suốt theo điều kiện thấm không bị hạn chế.

Như vậy độ mở rộng giới hạn của các khe nứt trong trường hợp này bị hạn chế theo điều kiện bảo toàn cốt thép và bằng:

- Đối với công trình cấp I là 0,44mm
- Công trình cấp II-IV là 0,53 – 0,7 – 0,88mm

Tức là lớn hơn nhiều so với các trị số giới hạn được xác định theo bảng 32(15) tương ứng bằng 0,25 – 0,32 – 0,4 – 0,5mm

Ví dụ 45:

Cho tường chịu áp (tường chắn) bằng bê tông cốt thép của một nhà máy thủy điện. Các ứng suất kéo trong tường do tải trọng khai thác gây nên các khe nứt xuyên suốt. Lưu lượng thấm cho phép qua các khe nứt trong tường là 0,01 l/s/m dài khe nứt. Cột nước ở phần dưới của tường là $H=40\text{m}$, gradien cột nước $J=80$.

Thành phần hoá học trung bình năm của nước trong hồ chứa (mg/l):

$\text{HCO}_3^- - 100$, ($W = 1,6 \text{ mgđg/l}$), $\text{Cl}^- - 20$, $\text{SO}_4^{2-} - 55$, $\text{Ca} - 40$, $\text{Mg} - 12$, $(\text{Na} + \text{K}) - 5$, CO_2 tự do - 20, $\text{pH} = 7,2$.

Yêu cầu: xác định độ mở rộng giới hạn của các khe nứt trong tường bê tông cốt thép của nhà máy thủy điện.

Tính toán:

1) Đánh giá tính xâm thực của môi trường nước đối với bê tông theo các dấu hiệu ăn mòn loại I (bảng 1 phụ lục 5 khi $w=1,6 \text{ mgđg/l}$): nước có tính ăn mòn yếu đối với bê tông có nồng độ chất bình thường. Theo các dấu hiệu ăn mòn loại II, loại III (bảng 2 phụ lục 5 khi $\text{Cl}^- + \text{SO}_4^{2-} \rightarrow 75$, bảng 3 phụ lục 5 khi $\text{pH}=7,2$): nước không có tính xâm thực.

2) Độ mở rộng giới hạn của các khe nứt theo điều kiện tuổi thọ của bê tông:

Theo bảng 33 khi độ kiềm bicacbonat $W=1,6 \text{ mgđg/l}$ và $H=40\text{m}$, $N/X=0,6$ (độ chặt bình thường của bê tông) bằng nội suy tìm được độ mở rộng giới hạn của các khe nứt $a_T=0,3\text{mm}$.

3) Độ mở rộng giới hạn của các khe nứt theo điều kiện bảo toàn cốt thép

Theo bảng 34, khi $J=80$, tổng nồng độ $\text{Cl}^- + \text{SO}_4^{2-} = 75$, kết cấu bị bão hoà thường xuyên, bằng nội suy xác định được trị số độ mở rộng giới hạn của các khe nứt $a_T=0,39\text{mm}$.

4) Độ mở rộng giới hạn của các khe nứt theo điều kiện thấm nước.

Lưu lượng nước thấm cho phép qua các khe nứt là 0,01 l/s trên một mét dài của khe nứt (0,1ml/s/cm).

Theo công thức 179 ta có:

$$a_T = \frac{(q_0^2 + 0,754q_0)^{1/3}}{0,524J} = \frac{(0,01 + 0,0754)^{1/3}}{0,524 \times 80} = 0,115\text{mm}$$

Như vậy độ mở rộng giới hạn của các khe nứt bị hạn chế theo điều kiện thấm nước và bằng $a_T=0,11\text{mm}$ lớn hơn trị số 0,1mm ở bảng 32(15) được lấy theo các số liệu ban đầu đã cho. Trị số trên không phụ thuộc vào cấp công trình và được xác định theo lưu lượng thấm cho phép qua các khe nứt.

Ví dụ 46:

Cho một ống dẫn nước chịu áp lực bằng bê tông cốt thép phía trong có bọc một lớp vỏ thép. Lưu lượng thấm qua thành ống bị loại trừ.

Lớp bọc bê tông cốt thép nằm trong nước ngầm không áp lực có các thành phần sau (mg/l):

$$\text{HCO}_3^- = 122, \quad W = 2 \text{ mgd/l}, \quad \text{Cl}^- = 220, \quad \text{SO}_4^{2-} = 4500, \quad \text{Ca} = 1600, \quad \text{Mg} = 200, \\ (\text{Na} + \text{K}) = 70, \quad \text{CO}_2 \text{ tự do} = 92, \quad \text{pH} = 6,2.$$

Yêu cầu xác định độ mở rộng giới hạn của các khe nứt.

Tính toán:

1) Đánh giá tính xâm thực của môi trường nước đối với bê tông theo các dấu hiệu ăn mòn loại I: theo bảng 1 phụ lục 5: khi $W = 2 \text{ mgd/l}$,

Xác định được rằng nước không có tính ăn mòn đối với bê tông có độ chặt bình thường.

Theo các dấu hiệu ăn mòn loại II:

Theo bảng 2 phụ lục 5: khi $\text{pH} = 6,2$ nước có tính xâm thực yếu đối với bê tông có độ chặt bình thường.

Nếu cho phép có tác động xâm thực yếu của nước đối với bê tông có độ chặt bình thường thì hàm lượng CO_2 tự do trong nước không được vượt quá $a[\text{Ca}] + b + 40 \text{ mg/l}$. Thay thế các trị số $a = 0,03$ và $b = 18$ từ bảng 4 phụ lục 5 ta được: $0,03 \times 1600 + 18 + 40 = 106 \text{ mg/l}$.

Vì nồng độ CO_2 đã cho nhỏ hơn nồng độ cho phép ($92 < 106 \text{ mg/l}$) nên có thể dùng bê tông có độ chặt bình thường.

Theo bảng 2 phụ lục 5 theo các dấu hiệu ăn mòn ma nhê thì nước không có xâm thực đối với bê tông có độ chặt bình thường ($200 < 1000 \text{ mg/l}$).

Theo dấu hiệu ăn mòn loại III: theo bảng 3 phụ lục 5, với nồng độ sun phat SO_4^{2-}

đã cho $\text{SO}_4^{2-} = 4500 \text{ mg đg/l}$ nước chỉ có tính xâm thực yếu đối với bê tông có độ chặt cao bằng xi măng poóc lăng sun phat và xi măng poóc lăng pudolan.

2) Độ mở rộng giới hạn của các khe nứt theo điều kiện tuổi thọ của bê tông.

Theo điều 4.9 trong những bộ phận công trình không chịu áp lực thì trị số độ mở rộng giới hạn của các khe nứt theo điều kiện tuổi thọ của bê tông không bị hạn chế.

3) Độ mở rộng giới hạn của các khe nứt theo điều kiện bảo toàn cốt thép:

Vì tổng số nồng độ các ion Cl^- và SO_4^{2-} trong nước vượt quá trị số nêu trong bảng 34 nên độ mở rộng giới hạn của các khe nứt được xác định theo bảng 6 phụ lục 5.

Với những điều kiện đã cho trong thí dụ này nếu giả thiết có tác động xâm thực yếu của môi trường, khi dùng bê tông có độ chặt cao ($N/X < 0,55$) và cốt thép A-II thì theo bảng 5 phụ lục 5, ta xác định được trị số giới hạn $a_T = 0,15 \text{ mm}$.

4) Độ mở rộng giới hạn của các khe nứt theo điều kiện thấm nước:

Độ mở rộng của các khe nứt theo điều kiện thấm nước không bị hạn chế.

Như vậy độ mở rộng giới hạn của các khe nứt bị hạn chế bởi các điều kiện bảo toàn cốt thép và được lấy bằng:

$$- \text{Đối với công trình cấp I} \quad 0,15 \text{ mm}$$

- Đối với công trình cấp II 0,2mm
- Đối với công trình cấp III 0,24mm
- Đối với công trình cấp IV và V 0,3mm

TÍNH TOÁN CÁC BỘ PHẬN KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO BIẾN DẠNG

4.15. Việc tính toán những bộ phận kết cấu bê tông cốt thép theo biến dạng thường phải được tiến hành trong 2 trường hợp:

a) Khi các chuyển vị của những bộ phận kết cấu bị hạn chế bởi các yêu cầu công nghệ, ví dụ bởi các điều kiện lắp ráp và vận hành các thiết bị lắp đặt trên các kết cấu xây dựng và các bộ phận công trình (nhà máy thủy điện, công trình thông tàu...);

b) Theo các yêu cầu thẩm mỹ đã được quy định trong phần kiến trúc của đồ án thiết kế.

Việc tính toán theo trường hợp a) được thực hiện với các tải trọng thường xuyên dài hạn và tạm thời ngắn hạn.; b) chỉ với các tác động và tải trọng thường xuyên và dài hạn.

4.16. Phải đặc biệt chú ý đến phần xác định độ cứng của các bộ phận theo các tác động tạm thời ngắn hạn và dài hạn nêu ở điều 4.17 và 4.20 khi tính toán kết cấu của các công trình thủy công siêu tĩnh dạng thanh (các ống hút của nhà máy thủy điện...) chịu tác động của nhiệt độ (khi xác định các nội lực, ứng suất và khả năng chịu lực tại các mặt cắt của bộ phận kết cấu đó) cũng như khi tính toán độ bền và biến dạng của mọi kết cấu bê tông cốt thép của các công trình thủy công nằm trên nền đàn hồi (bản đáy âu thuyền, bản đáy nhà máy thủy điện...) hoặc chấn đất (các tường chấn đất...).

4.17. Khi tính toán các kết cấu bê tông cốt thép theo biến dạng cũng như khi xác định các nội lực trong các bộ phận của các kết cấu siêu tĩnh, các biến dạng (độ võng và góc xoay) của bộ phận phải được xác định theo các công thức của cơ học xây dựng.

Dưới tác dụng tạm thời ngắn hạn của tải trọng, độ cứng B_k của bộ phận phải được xác định theo các công thức:

- Đối với bộ phận bền nứt, hoặc các đoạn (phần) của chúng:

$$B_k = 0,8E_b \cdot J_n; \quad 180 \quad (62)$$

- Đối với những phần không bền nứt của các bộ phận được tính toán theo độ mở rộng của các khe nứt:

$$B_k = \frac{E_a \cdot F_a \cdot z(h_0 - x)}{\psi_a}, \quad 181 \quad (63)$$

Trong đó:

ψ_a – hệ số xét đến sự làm việc của bê tông giữa khe nứt, được lấy theo phụ lục 3(2) của chỉ dẫn này. Khi xác định biến dạng trong các bộ phận được tính theo chịu mỗi: lấy giá trị $\psi_a = 1$;

x – chiều cao vùng chịu nén của mặt cắt sau khi hình thành các khe nứt, được xác định với biểu đồ ứng suất hình tam giác trong vùng chịu nén.

Khi tính toán kết cấu nằm trên nền đàn hồi, đối với các bộ phận có mặt cắt hình chữ nhật có kích thước của cạnh ngắn nhất lớn hơn 1m và hàm lượng cốt thép $\mu < 0,008$, cho phép xác định độ cứng của bộ phận theo công thức:

$$B_k = (1 + 100\mu) \frac{bh^3}{48} \cdot E_b. \quad 182 \text{ (64)}$$

Chú thích:

1. Cho phép dùng các trị số ψ_a ở biểu đồ 2 phụ lục 3(2) với các bộ phận có cốt thép kép và các bộ phận mặt cắt hình chữ T có bản cánh nằm trong vùng chịu nén.

2. Trên các biểu đồ 1-4 của phụ lục 3(2) trị số ψ_a được dùng cho tác dụng tạm thời ngắn hạn của tải trọng. Dưới tác dụng dài hạn của tải trọng ψ_a phải được xác định theo công thức: ψ_a dài hạn $= \frac{2\psi_a + 1}{3}$; vùng dưới đường cong $\psi_a = 0,4$ cũng tương ứng với trị số $\psi_a = 0,4$.

4.18. Dưới tác dụng dài hạn của tải trọng, độ cứng B của kết cấu được xác định theo công thức:

$$B = B_k \cdot \frac{q + p}{\delta \cdot q + p} \quad 183 \text{ (65)}$$

Trong đó: q – tải trọng tác dụng dài hạn;

p – tải trọng tác dụng tạm thời ngắn hạn;

δ - hệ số giảm độ cứng, với mặt cắt chữ T có bản cánh ở:

- Vùng chịu nén: $\delta = 1,5$;

- Vùng chịu kéo: $\delta = 2,5$.

Với mặt cắt hình chữ nhật, chữ I, hình hộp và tương tự $\delta = 2$.

4.19. Khi tính toán các kết cấu bê tông cốt thép của công trình thủy công theo biến dạng, cần phải thấy rằng phần lớn các tải trọng và tác động lên công trình là dài hạn.

Thuộc về tạm thời ngắn hạn là các tải trọng và tác động được nêu ở tiêu chuẩn các tải trọng và tác động lên công trình thủy công.

Trong các trường hợp cá biệt nào đó việc xem xét các tác động lực (lún của gối, phản lực của nền đàn hồi...) là tạm thời ngắn hạn hay dài hạn phải được luận chứng riêng. Đồng thời các tác động kéo dài không quá 3 – 5 ngày đêm phải được coi là tạm thời ngắn hạn.

4.20. Khi xác định nội lực trong các kết cấu siêu tĩnh bằng bê tông cốt thép gây nên bởi tác động nhiệt độ hoặc bởi lún gối tựa, cũng như khi xác định phản lực của đất, độ cứng của các bộ phận phải được xác định có xét đến sự hình thành các khe nứt trong chúng và tính từ biến của bê tông theo các yêu cầu ở các điều 4.18 và 4.17 của Quy trình này.

Trong các tính toán sơ bộ cho phép lấy độ cứng khi uốn và kéo của các bộ phận không bền nứt bằng 0,4 trị số độ cứng khi uốn và kéo được xác định với môđun đàn hồi ban đầu của bê tông.

Chú thích: Những bộ phận không bền nứt là những bộ phận được tính toán theo độ mở rộng của các khe nứt. Những bộ phận bền nứt là những bộ phận được tính toán theo sự hình thành các khe nứt.

Các đề nghị ở đoạn thứ 2 và điều 4.20 phải được coi như ứng với các tác động ngắn hạn, nghĩa là trong các tính toán sơ bộ đối với các bộ phận không bền nứt, cho phép lấy

$$B_k = 0,4E_b \cdot J_n; \quad 184$$

$$C_k = 0,4E_b \cdot F_n \quad 185$$

trong đó: C_k - độ cứng khi kéo trong trường hợp tải trọng tác dụng tạm thời ngắn hạn.

Trong trường hợp tác dụng của tải trọng dài hạn đối với các bộ phận có mặt cắt hình chữ nhật, hình chữ I, hình hộp và mặt cắt tương tự cho phép sử dụng các công thức sau trong tính toán sơ bộ.

$$B = 0,2E_b.J_n; \quad 186$$

$$C = 0,2E_b.F_n \quad 187$$

trong đó: C - độ cứng khi kéo trong trường hợp tải trọng tác dụng dài hạn.

- 4.21. Vì trong các điều 4.17 (4.6) và 4.18 (4.7) không có các chỉ dẫn về độ cứng khi kéo nên đối với các bộ phận không bền nứt, cho phép sử dụng các công thức 185 và 187, còn đối với các bộ phận bền nứt phải lấy:

$$C_k = 0,8E_b.F_n; \quad 188$$

$$C = C_k \frac{q.p}{\delta.q + p} \quad 189$$

trong đó: q, p và δ được lấy theo các chỉ dẫn ở điều 4.18.

- 4.22. Trị số "x" trong công thức 181 (63) được xác định theo các công thức sau:

a) Đối với các bộ phận chịu uốn:

$$x^2 + \frac{2n}{b} \left(F_a + F_a' \right) x - \frac{2n}{b} (h_0 F_a + a' F_a') = 0, \quad 190$$

trong đó: $n = \frac{E_a}{E_b}$;

b) Đối với các bộ phận chịu nén lệch tâm với độ lệch tâm lớn:

$$x^3 + 3(e - h_0)x^2 + \frac{6n}{b} \left[eF_a + (e - h_0 - a')F_a' \right] x - \frac{6n}{b} \left[eh_0 F_a + a'(e - h_0 + a')F_a' \right] = 0; \quad 191$$

Trong đó: $e = e_0 + \frac{h}{2} - a = \frac{M}{N} + \frac{h}{2} - a$;

c) Đối với các bộ phận chịu kéo lệch tâm với độ lệch tâm lớn:

$$x^3 - 3(e + h_0)x^2 - \frac{6n}{b} \left[eF_a + (e + h_0 - a')F_a' \right] x + \frac{6n}{b} \left[eh_0 F_a + a'(e + h_0 - a')F_a' \right] = 0 \quad 192$$

trong đó: $e = e_0 - \frac{h}{2} + a = \frac{M}{N} - \frac{h}{2} + a$;

Trong các tính toán cho phép lấy $F_a' = 0$

Khi đó các công thức 190 đến 192 có dạng:

a) Đối với các bộ phận chịu uốn

$$x^2 + \frac{2n}{b} F_a x - \frac{2nh_0 F_a}{b} = 0; \quad 193$$

b) Đối với các bộ phận chịu nén lệch tâm có độ lệch tâm lớn

$$x^3 + 3(e - h_0)x^2 + \frac{6enF_a}{b} x - \frac{6enh_0 F_a}{b} = 0; \quad 194$$

c) Đối với các bộ phận chịu kéo lệch tâm với độ lệch tâm lớn:

$$x^3 - 3(e + h_0)x^2 - \frac{6enF_a x}{b} - \frac{6enh_0 F_a}{b} = 0.$$

Nên giải phương trình bậc 3 bằng phương pháp thử dần, trong lần tính gần đúng thứ nhất chọn: $x = (0,2 + 0,3)h_0$.

Ví dụ 47:

Xác định chuyển vị ngang về phía đất đắp của một tường chắn đất nằm trên nền đá (hình 41). Khi phía mặt tường bị đốt nóng tới một nhiệt độ nhất định. Số liệu ban đầu: Công trình cấp III ($K_{it} = 1,15$); tổ hợp tải trọng cơ bản (trường hợp thi công $n_c = 0,95$); bê tông M250; trọng lượng thể tích của bê tông $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^3$; cốt thép nhóm A-III. Các đặc trưng của đất:

γ_{ch} – trọng lượng thể tích của đất ở độ ẩm tự nhiên;

φ – góc ma sát trong;

μ – hệ số poát xông;

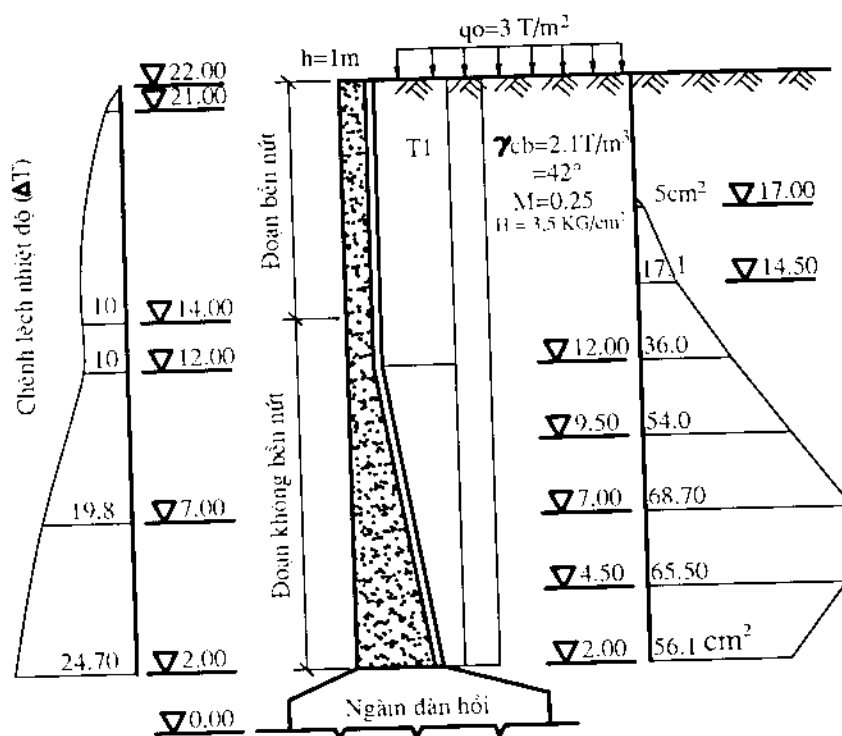
n – hệ số nền.

γ_{ch} , φ , μ , n cho trên hình 41.

Trên hình 41 trình bày biểu đồ về độ chênh nhiệt độ ($\Delta t = T_2 - T_1$) trong đó: T_2 và T_1 là sự thay đổi nhiệt độ từ mùa đông sang mùa hè tương ứng đối với mặt tường và lưng tường được đo theo các biểu đồ tuyến tính và biểu đồ về các diện tích tính toán của cốt thép dọc chịu kéo F_a được xác định từ tính toán các mặt cắt nghiêng của tường không tính đến tác động của nhiệt độ trong trường hợp thi công (chỉ chịu tác dụng của trọng lượng bản thân tường với $\gamma_{mct} \approx \gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^3$ và áp lực bên của đất khi $\delta = \frac{\varphi}{2} = 21^\circ$, có tính đến tải trọng trên mặt đất $q_0 = 3 \text{ T/m}^2$).

Theo các tính toán không tính đến tác động của nhiệt độ, đoạn trên của tường có chiều cao 8m là bền nứt, đoạn dưới có chiều cao 12m là không bền nứt, các mô men uốn và lực pháp tuyến trong các mặt cắt nằm ngang của tường được xác định theo tính toán không tính đến tác động của nhiệt độ đã biết.

Hệ số vượt tải lấy bằng 1.



Hình 41

Tính toán

Đối với đoạn bên nứt của tường, độ cứng được xác định theo công thức 180 (62) và 183 (65).

Vì hàm lượng cốt thép đoạn bên nứt của tường rất nhỏ nên có thể lấy:

$$J_n \approx J_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 1^3}{12} = 0,0833 \text{ m}^4$$

Từ đó:

$$B_k = 0,8 E_b J_n \approx 0,8 E_b J_b = 0,8 \times 2,65 \times 10^6 \times 0,0833 = 17,7 \cdot 10^4 \text{ Tm}^2$$

$$B = B_k \frac{q + p}{\delta \cdot q + p} = 0,5 B_k = 8,85 \times 10^4 \text{ Tm}^2$$

Đối với đoạn không bên nứt của tường, trị số B_k được xác định theo công thức 181 (63), chúng ta hãy xét mặt cắt ở cao trình 7,0m mặt cắt này có: $h = 2,0 \text{ m}$, $a = 0,15 \text{ m}$,

$$h_0 = h - a = 2 - 0,15 = 1,85 \text{ m}.$$

$$F_a = 0,00687 \text{ m}, M = 282 \text{ Tm},$$

$$N = 71,8 \text{ tấn}, Q = 56 \text{ tấn}.$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2 \times 10^7}{2,65 \times 10^6} = 7,55$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{282}{71,8} = 3,93 \text{ m},$$

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a = 3,93 + \frac{2}{2} - 0,15 = 4,78 \text{ m}.$$

Theo phương trình 194:

$$x^3 + 3(e - h_0)x^2 + \frac{6.enF_a}{b}x - \frac{6.enF_a h_0}{b} = 0$$

$$x^3 + 3(4,78 - 1,85)x^2 + \frac{6 \times 4,78 \times 7,55 \times 0,00687}{1}x - \frac{6 \times 4,78 \times 7,55 \times 0,00687 \times 1,85}{1} = 0$$

$$x^3 + 8,79x^2 + 1,49x - 2,75 = 0$$

$$x = 0,48m.$$

$$\text{Từ đó: } z = h_0 - \frac{x}{3} = 1,85 - \frac{0,48}{3} = 1,69m$$

$$\sigma_a = \frac{N(e - z)}{F_a \cdot z} = \frac{71,8(4,78 - 1,69)}{0,00687 \times 1,69} = 19100 \text{ T/m}^2 = 1910 \text{ KG/cm}^2$$

$$\text{Trị số } \mu = \frac{F_a}{bh_0} = \frac{0,00687}{1 \times 1,85} = 0,00372$$

$$n \cdot \mu = 7,55 \times 0,00372 = 0,028$$

$$\psi_a = 0,40 \text{ [bảng 2 phụ lục 3 (2)]}$$

$$B_k = \frac{E_a \cdot F_a \cdot z(h_0 - x)}{\psi_a} = \frac{2 \times 10^7 \times 0,00687 \times 1,69(1,85 - 0,48)}{0,4} = 7,97 \cdot 10^5 \text{ Tm}^2$$

Dưới tác dụng dài hạn của tải trọng

$$B = 0,5B_k = 3,98 \times 10^5 \text{ Tm}^2.$$

Khi tính toán sơ bộ có thể dùng công thức 186:

$$B = 0,2E_b J_n \approx 0,2 \times 2,65 \times 10^6 \times \frac{1 \times 2^3}{12} = 3,53 \times 10^5$$

Trị số này nhỏ hơn 11% so với trị số B xác định theo công thức 181(63) và 183(65) ở trên.

Vì $\mu = 0,00372 < 0,008$ nên còn có thể xác định độ cứng theo 182(64) và 183(65). Khi tải trọng dài hạn.

$$\begin{aligned} B &= 0,5B_k = 0,5(1 + 100\mu) \frac{bh^3}{48} E_b = \\ &= 0,5(1 + 100 \times 0,00372) \frac{1 \times 2^3}{48} \times 2,65 \times 10^6 = \\ &= 3,03 \times 10^5 \text{ Tm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{và } h_p = \sqrt[3]{\frac{12 \times 3,03 \times 10^5}{2,65 \times 10^6}} = 1,1 \text{ lm}$$

Trong đó h_p - chiều dày tính toán của tường.

Chênh lệch giữa các trị số B xác định theo các công thức 181(63), 183(65) và 182(64) ở trên bằng 30% và như vậy sai lệch giữa chuyển vị tính toán của tường và lực kháng đàn hồi của đất sẽ bằng khoảng 10-15%. Điều này tương ứng với sai số của phương pháp tính toán. Do đó khi

tính toán các kết cấu trên nền đàn hồi có thể xác định B_k theo công thức 182(64) là công thức đơn giản nhất và theo công thức 183(65).

Việc xác định trị số B và h_p tại một số mặt cắt của đoạn không bền nứt của tường được thực hiện trong bảng 36.

R (m)	h (m)	a (m)	$h_0=h-a$ (m)	$100F_a$ (m^2)	$100\mu = \frac{100F_a}{bh_0}$	$1+100\mu$	$B = (1+100\mu) \times \frac{bh^3}{48} E_b$ (Tm^2)	$h_p = \sqrt[3]{\frac{12B}{bEb}}$ (m)
2	3	0,15	2,85	0,56	0,197	1,197	$8,92 \times 10^5$	1,59
4,5	2,5	0,15	2,35	0,655	0,297	1,297	$5,52 \times 10^5$	1,36
9,4	1,5	0,15	1,35	0,540	0,400	1,400	$7,30 \times 10^5$	0,84
12,0	1	0,10	0,90	0,360	0,400	1,400	$3,86 \times 10^5$	0,56

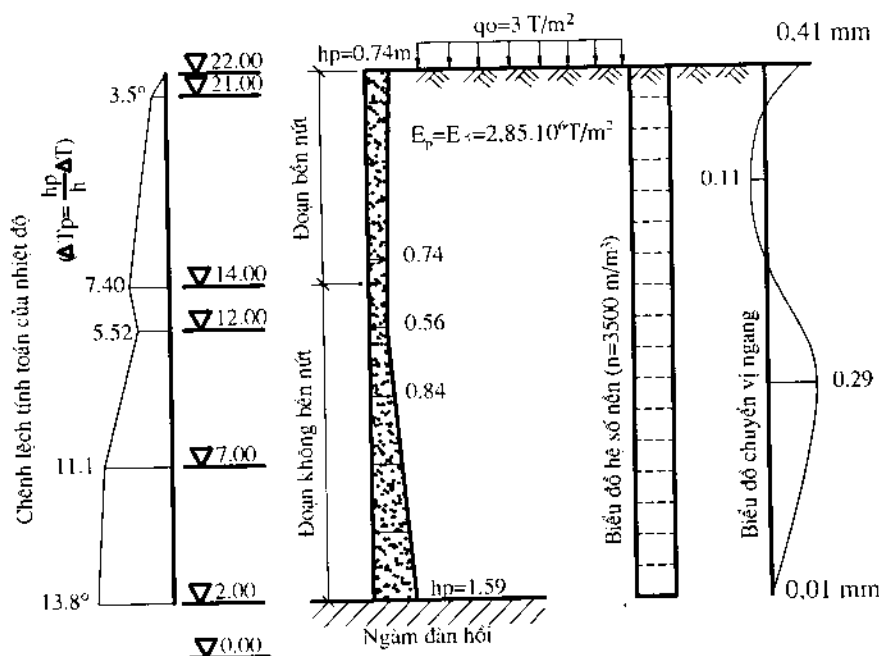
Trong thực tế tính toán kỹ thuật thường xác định các trị số B và h_p của khoảng 20 - 30 mặt cắt theo chiều cao tường. Trên hình 42 trình bày sơ đồ tính toán theo chương trình B - 1 - 10. Các

chênh lệch tính toán của nhiệt độ được xác định theo công thức: $\Delta T_p = \frac{h_p}{h} \Delta t$ với h là chiều

dày thực của tường, h_p là chiều dày tính toán (h42). Sẽ không phải tính ΔT_p nếu tính theo các chương trình trong đó số liệu cho trước không phải là h và E mà là B_k và B . Biểu đồ hệ số nền ($n=3,5 \text{ KG/cm}^3 = 3500 \text{ T/m}^3$, được lấy không cắt trong lớp đất đắp trên cùng dày 1,5m (xem Snip II-U-10-65) để tính đến lực kháng có thể có của đất tại cao trình mặt khối đắp do có tải trọng trên mặt đất q_0 .

Tính dễ biến dạng của mặt cắt ngàm của tường ở cao trình 2,0m đã được tính đến trong tính toán.

Các kết quả tính toán chuyển vị ngang của tường được trình bày trên hình 42. Không xây dựng biểu đồ sức kháng của đất do chênh lệch nhiệt độ vì các trị số sức kháng ε này được xác định đơn giản bằng cách nhân các chuyển vị ngang (y) với hệ số nền (n). Ví dụ, tại mặt cắt đỉnh tường.



Hình 42: Các kết quả tính toán chuyển vị ngang của tường
(Các số liệu ban đầu để tính toán theo chương trình B - 1 - 10)

$$\varepsilon = \gamma_n = 0,41 \times 10^{-3} \times 3500 = 1,43 \text{ T/m}^2$$

Mômen uốn bổ sung thêm ở mặt cắt dưới của tường sinh ra bởi sức kháng do chênh lệch nhiệt độ của đất (áp lực "đè") bằng $M_T = 51\text{m}$ gần bằng 7,5% mômen uốn do áp lực chủ động của đất ($M_a = 683 \text{ Tm}$, khi lực nén tại mặt cắt dưới của tường $N = 130 \text{ Tấn}$).

Tính toán ở trên là tính toán gần đúng lần thứ nhất trong tính toán tường chắn.

Theo các trị số đã tính toán được của các chuyển vị tường và của phản lực đất ta xác định được diện tích cốt thép F_{a2} trong 2 lần tính toán thứ hai.

Sau đó lại xác định độ cứng B_x trong các mặt cắt cũng bằng công thức 182(64) và tiến hành chu trình tính toán thứ hai đối với tường như rầm nằm trên nền đàn hồi.

Sau đó có thể phải xác định diện tích cốt thép chịu lực của tường trong lần tính gần đúng thứ ba. Thông thường với tường chắn đất, chỉ cần tính gần đúng tới lần thứ hai.

Các chương trình tính trên máy tính điện tử hiện nay cho phép tự động hoá tính toán với bất kỳ số lượng lần tính gần đúng nào và cho phép chọn cốt thép ở lưng tường với độ chính xác định trước.

5. TÍNH TOÁN CÁC BỘ PHẬN CỦA CÁC KẾT CẤU BÊ TÔNG VÀ BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO TÁC ĐỘNG CỦA NHIỆT ĐỘ VÀ ĐỘ ẨM

5.1. Phải xét đến các tác động của nhiệt độ:

- Khi tính toán khả năng chịu lực của các kết cấu bê tông theo điều 3.1 của quy trình này, cũng như khi tính toán chúng theo độ bền nứt trong các trường hợp khi sự phá hoại tính liên khối của các kết cấu này có thể làm thay đổi sơ đồ tĩnh của sự làm việc của chúng, có thể gây nên những tác động lực ngoài phụ thêm hoặc làm tăng áp lực ngược;
- Khi tính toán khả năng chịu lực của các kết cấu siêu tĩnh bê tông cốt thép, cũng như khi tính toán các kết cấu bê tông cốt thép theo sự hình thành các khe nứt trong các trường hợp đã nêu trong điều 4.1 của quy trình này.
- Khi xác định biến dạng và chuyển vị của các bộ phận công trình để quyết định kết cấu của các khe lún nhiệt và của các vật chắn chống thấm.
- Khi xác định các chế độ nhiệt cần thiết theo các điều kiện về thi công công trình bê tông và khai thác bình thường chúng.

Chú thích:

- Cho phép không tính toán theo tác động của nhiệt độ đối với các kết cấu vỏ mỏng mà sự tự do chuyển vị của chúng thực tế được bảo đảm.*
- Khi tính toán các kết cấu bê tông, cho phép đưa các tác động của nhiệt độ vào tổ hợp cơ bản của tải trọng và tác động, nếu có luận chứng thích đáng.*

5.2. Phải tính toán các loại đập bê tông theo các chỉ dẫn ở điểm 5.1a, nhất là phải xác định khoảng cách giữa các khe nhiệt độ, sự thay đổi trạng thái ứng suất của đập có xét đến sự mở rộng các khe thi công, trạng thái ứng suất của đập vòm và đập liên vòm và các ứng lực nhiệt độ phát sinh trong các bộ phận của công trình này.

Điều này cũng gắn với các vấn đề về luận chứng độ bền của các kết cấu bê tông kiểu vòm trọng lực, tường chắn đất trọng lực. Phải tính toán theo điều 5.1b các kết cấu siêu tĩnh của các đập bê tông cốt thép trên nền không phải là đá, của các nhà máy thủy điện và trạm bơm. Việc xác định phân áp lực nhiệt độ trong áp lực toàn phần của đất lên tường chắn hoặc tường âu tàu cũng thuộc vào loại vấn đề này.

Phải tính toán theo điểm 5.1c trị số mở rộng của các khe nhiệt độ trong các tường chắn đất hoặc đập bê tông nếu như để thiết định kết cấu vật chắn nước của các khe nhiệt độ này đòi hỏi phải có cơ sở tính toán, ngoài ra việc xác định các chuyển vị nhiệt của các công trình như các đập xây dựng trong điều kiện khí hậu khác nghiệt, cũng phải thực hiện theo điều 5.1c này.

Cần tính toán theo điểm 5.1d chế độ nhiệt và độ bền nứt của khối đổ bê tông trong quá trình thi công nhằm luận chứng cho các biện pháp công nghệ và thi công bảo đảm được tính liên khối của công trình. Việc luận chứng khoảng cách giữa các khe nối của lớp áo bê tông của kênh và của các mái dốc khác, cũng như việc tính toán bảo vệ nhiệt cho công trình, cũng phải được thực hiện theo điều 5.1d.

- 5.3. Chú thích 1 ở điều 5.1 dành cho ví dụ như: các tường phân dòng ở hạ lưu nhà máy thủy điện khi luận chứng cho kết cấu của chúng trong trường hợp trong tường không có các khoang rỗng.

Theo điểm chú thích 2 ở điều 5.1 tác động nhiệt độ được đưa vào tổ hợp cơ bản của tải trọng và tác động khi thiết kế các loại đập bê tông, cũng như tính toán độ bền và ổn định của các tường chắn, độ bền của kết cấu buồng và đầu âu tầu.

- 5.4. Khi tính các kết cấu theo tác động của nhiệt độ phải tính đến:

- Thay đổi nhiệt độ của không khí bên ngoài, và của nước trong sông hồ;
- Thay đổi nhiệt độ trong nền công trình;
- Sự khuếch tán trữ lượng nhiệt ban đầu của kết cấu (hoặc sự tăng nhiệt độ của kết cấu) nếu như nhiệt độ của khối đổ bê tông thấp hơn nhiệt độ không khí;
- Sự toả nhiệt của bê tông (do thủy hoá);
- Chênh lệch nhiệt độ giữa các phần kề nhau của công trình;
- Sự thay đổi trạng thái kết cấu từ nhiệt độ khi đổ bê tông chèn vào các khe thi công đến nhiệt độ khai thác trung bình;
- Ảnh hưởng của các biện pháp nhân tạo nhằm điều chỉnh chế độ nhiệt của kết cấu (làm nguội khối đổ bê tông bằng hệ thống đường ống nước hay bằng lớp nước bên ngoài).

Các thay đổi khí hậu về nhiệt độ và độ ẩm của không khí bên ngoài phải được lấy theo các số liệu quan trắc khí tượng ở khu vực xây dựng, hoặc số liệu công bố chính thức của Tổng cục khí tượng – thủy văn.

Nhiệt độ nước trong sông hồ phải được xác định trên cơ sở các tính toán riêng và theo tương tự.

- 5.5. Khi thiết kế các công trình cấp I và cấp II ở giai đoạn thiết kế kỹ thuật và bản vẽ thi công cần có các số liệu quan trắc về nhiệt độ không khí trong thời đoạn không ít hơn 20 năm để luận chứng cho các đặc trưng nhiệt độ sau đây của không khí tại tuyến công trình:

- Nhiệt độ trung bình nhiều năm của không khí;
- Biên độ dao động trung bình và lớn nhất của nhiệt độ trung bình tháng của không khí trong liệt nhiều năm;
- Nhiệt độ trung bình ngày đêm đối với năm có biên độ dao động nhiệt độ không khí trung bình và lớn nhất.

Đối với các công trình cấp III và cấp IV khi không có các tài liệu quan trắc khí tượng nói trên tại vùng xây dựng thì cho phép dùng các số liệu thống kê tính toán của Tổng cục khí tượng thủy văn.

Điều kiện khí hậu khác nghiệt là điều kiện khi biên độ dao động nhiệt độ trung bình hàng tháng $A_T = 14 \div 18^\circ\text{C}$.

Khi luận chứng tính toán nhiệt độ của nước trong hồ chứa tương lai và khi chọn hồ chứa tương tự, ngoài chiều sâu hồ chứa và các điều kiện khí hậu vùng, cần chú ý đến tình trạng lưu thông nước của hồ và vị trí các lỗ xả mặt hoặc xả sâu, đặc biệt cần xem xét thời kỳ hồ lấy nước đầy hồ.

- 5.6. Nhiệt độ ở nền công trình trong thời kỳ thi công và khai thác phải được xác định tùy thuộc vào sự tồn tại và mực nước ngầm. Mực nước và nhiệt độ của nước ngầm phải được xác định trên cơ sở các tài liệu khảo sát; còn trong thời kỳ khai thác thì phải xét cả đến các kết quả dự đoán nhiệt độ của nước trong hồ chứa.

- 5.7. Sự toả nhiệt trong bê tông phải được lấy theo tài liệu nghiên cứu tại phòng thí nghiệm nghiên cứu cấp phối bê tông trong các nhiệt lượng kế đoạn nhiệt nếu là công trình khối lớn, và trong các nhiệt lượng kế đẳng cự nếu là công trình tương đối mỏng, không phải khối lớn.

Khi thiết kế các đập bê tông, độ toả nhiệt xác định bằng các nghiên cứu trong phòng, nên được chính xác hoá bằng các tính toán ngược lại theo các số liệu quan trắc nhiệt độ của khối đổ bê tông trong thời kỳ bắt đầu thi công.

- 5.8. Khi xác lập nhiệt độ khai thác trung bình trong các mặt cắt của công trình hoặc của kết cấu cần xuất phát từ nhiệt độ trung bình nhiều năm của không khí bên ngoài, ở các mặt tự do, từ nhiệt độ ổn định trung bình của không khí trong các gian phòng và nhiệt độ trung bình hàng năm của nước trong hồ chứa.

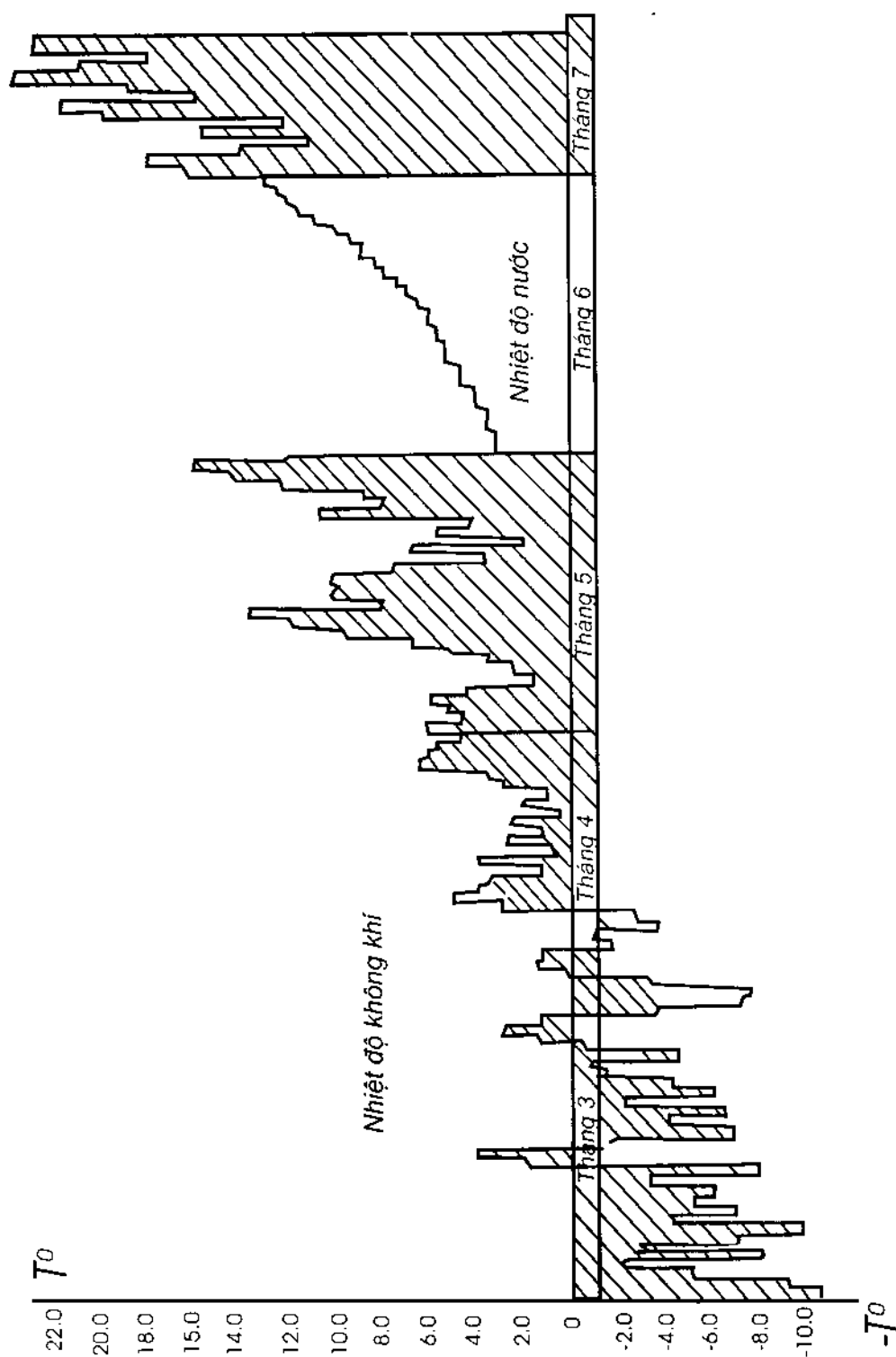
Trong vùng mực nước thay đổi nhiệt độ trung bình năm của môi trường được xác định có xét đến vị trí thực tế của mặt cắt ở cao hơn hoặc thấp hơn mực nước trong quá trình khai thác bình thường hoặc trong quá trình tích nước vào hồ trong thời kỳ khởi động (hình 43).

- 5.9. Nhiệt độ khi đổ bê tông chèn vào các khe thi công được quy định có xét đến trạng thái ứng suất phát sinh trong công trình do tất cả các loại tải trọng và tác động, kể cả tác động nhiệt độ.

- 5.10. Khi tính toán các kết cấu theo tác động độ ẩm, cho phép không tính đến sự co ngót của bê tông đối với các kết cấu nằm dưới nước, tiếp xúc với nước hay bị lấp đất nếu như đã áp dụng các biện pháp ngăn ngừa sự khô của bê tông trong thời kỳ thi công.

Đối với các kết cấu nằm dưới nước hay tiếp xúc với nước, phải xét đến ảnh hưởng của sự trương nở bê tông theo các tài liệu nghiên cứu riêng.

Khi không có những cứ liệu nghiên cứu riêng để tính đến sự trương nở của bê tông, trong các điều kiện cụ thể về vận hành công trình đã cho, cho phép tiến hành tính đến gần đúng hiện tượng này bằng phương pháp nhiệt độ tương đương; trương nở của bê tông gây nên các ứng suất nén ở mặt trực tiếp tiếp xúc với nước và giảm dần khi xa dần mặt này, và về trị số bằng các ứng suất phát sinh trong công trình hoặc kết cấu đó khi mặt đang xét bị làm nóng lên $4 - 5^{\circ}$. Cách xét đến sự trương nở của bê tông này sẽ cho các trị số nhỏ nhất của ứng suất nên có thể phát sinh trong mặt cắt đã cho.



Hình 43

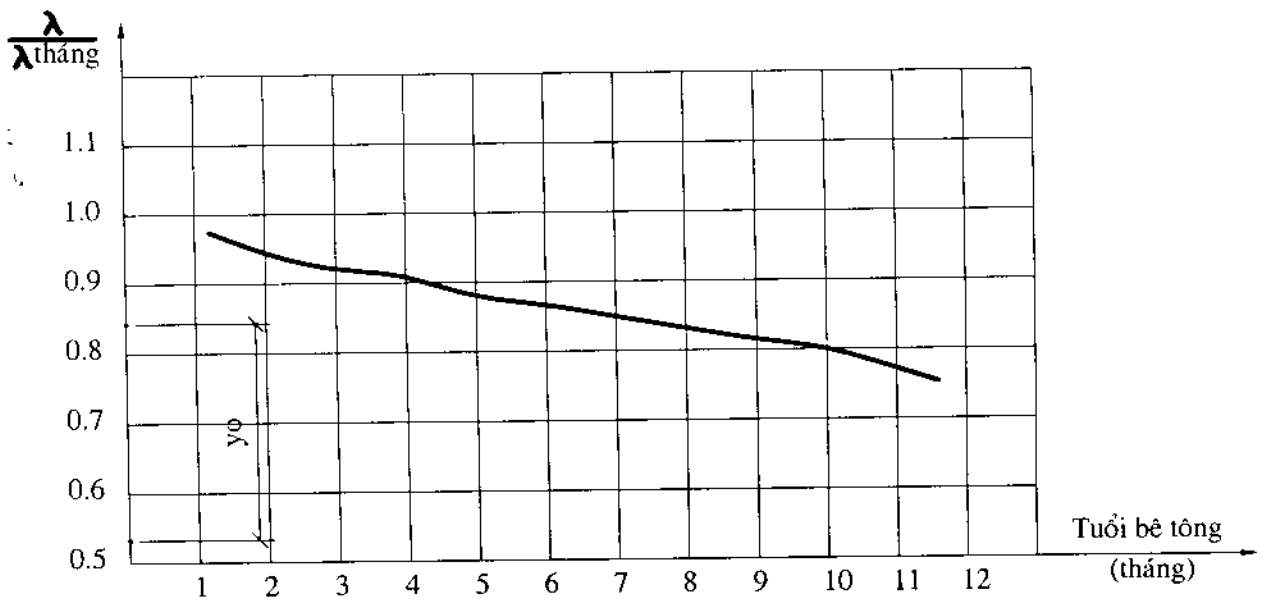
Ví dụ: Với $E_b = 2,2 \times 10^5$; $\alpha = 0,9 \times 10^{-5}$, các ứng suất nén ở mặt chịu áp lực của đập do trương nở của bê tông sau khi hồ chứa đầy nước sẽ bằng

$$\sigma_n = \alpha \cdot T_w \cdot E_b = 0,9 \times 10^{-5} \times 4 \times 2,2 \times 10^5 = 8 \text{ KG/cm}^2$$

- 5.11. Các trị số của các đặc trưng vật lý nhiệt ẩm của bê tông cần cho việc tính toán các kết cấu theo tác động nhiệt độ, độ ẩm và các đặc trưng toả nhiệt của bê tông khi đông cứng trong điều kiện đoạn nhiệt được lấy theo các bảng 1 và 2 phụ lục 6(3).

Bảng 1 và bảng 2 phụ lục 6(3) cho các số liệu bình quân về các đặc trưng vật lý nhiệt ẩm của bê tông. Chúng có thể được chính xác hoá bằng những nghiên cứu riêng. Dưới đây là vài tài liệu bổ sung về các đặc trưng nói trên của bê tông: hệ số dẫn dài α của bê tông, khi nhiệt độ dương, dao động trong khoảng từ $0,75 \times 10^{-5}$ đến $1,1 \times 10^{-5}$ ứng với các loại bê tông khác nhau.

Hệ số dẫn nhiệt (λ) và truyền nhiệt độ (a_T) của bê tông cũng thay đổi theo tuổi của bê tông và theo nhiệt độ (xem hình 44 và hình 45).



Hình 44

Hệ số toả nhiệt của bê tông vào không khí phụ thuộc chủ yếu vào tốc độ gió. Khi gió có tốc độ trung bình hệ số này bằng khoảng $13 \div 15 \text{ Kcal/m}^2 \cdot \text{giờ} \cdot \text{độ}$.

Khi tốc độ gió lớn hơn, nó bằng và lớn hơn $20 \text{ Kcal/m}^2 \cdot \text{giờ} \cdot \text{độ}$.

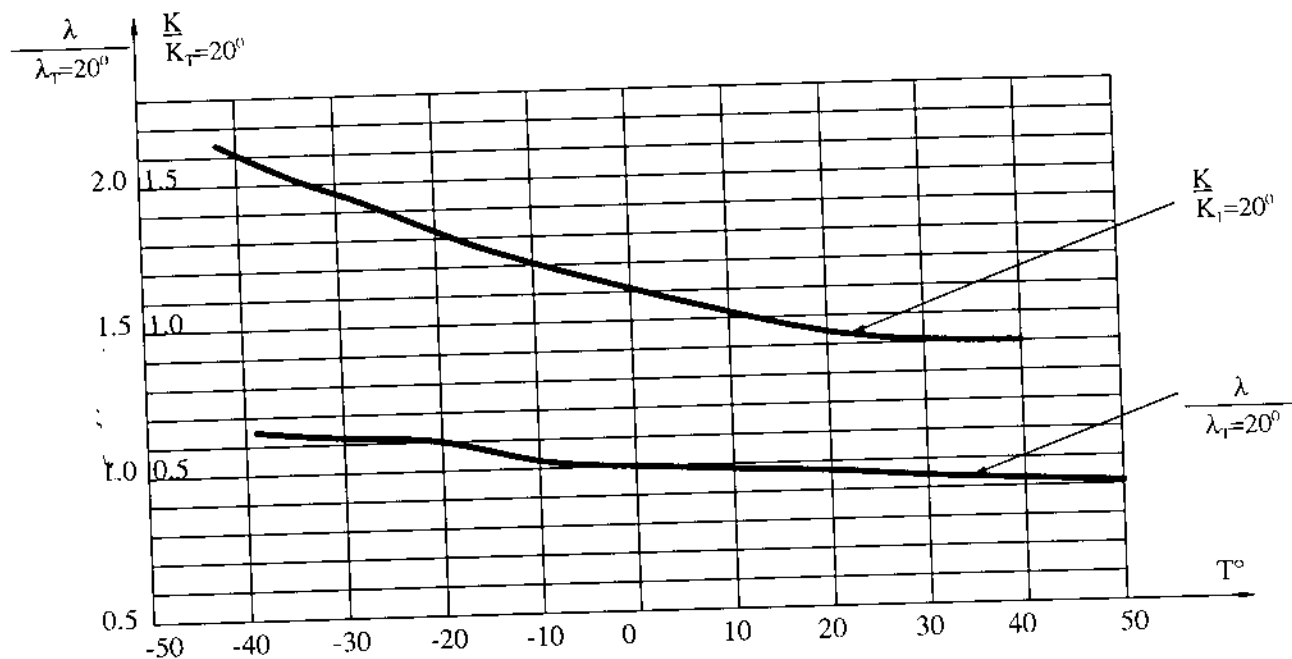
Khi tiến hành tính toán nhiệt độ của công trình cũng phải đưa sức kháng nhiệt của cốt pha vào hệ số toả nhiệt.

- 5.12. Trường nhiệt độ và trường độ ẩm của kết cấu được tính toán bằng các phương pháp vật lý xây dựng với sự sử dụng các quy định chủ yếu dành cho các quá trình không ổn định. Các nội lực, ứng suất và chuyển vị trong các kết cấu bê tông và bê tông cốt thép do tác động của nhiệt độ và độ ẩm phải được xác định theo các điều 1.10 ÷ 1.17, 4.16 và 4.17 của tiêu chuẩn thiết kế các kết cấu bê tông và bê tông cốt thép thủy công.

Đối với công trình cấp I để tính đến mô đun đàn hồi và từ biến biến đổi theo thời gian của bê tông các đặc trưng biến dạng của bê tông phải được xác định bằng nghiên cứu thực nghiệm hay lấy theo tương tự.

- 5.13. Hiện nay có một số chương trình cho phép thực hiện các tính toán trường nhiệt độ không ổn định của công trình và của kết cấu lớn đối với đa số các bài toán về thời kỳ xây dựng và khai thác thường nảy sinh trong thực tiễn thiết kế. Các tính toán như vậy trên máy tính điện tử là cần thiết đối với giai đoạn thiết kế kỹ thuật và bản vẽ thi công của mọi công trình bê tông và kết cấu bê tông cốt thép cấp I và II.

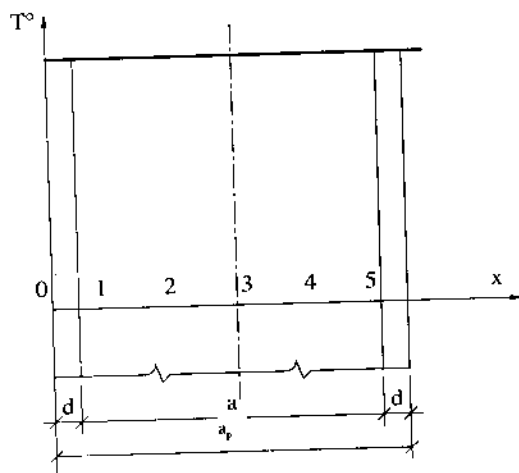
Đối với các công trình cấp III và cấp IV có thể đánh giá gần đúng chế độ nhiệt độ bằng các phương pháp tính gần đúng trong các tài liệu kỹ thuật.



Hình 45

- 5.14. Đối với các kết cấu hoặc các bộ phận của chúng có chiều dày nhỏ hơn 2.5m, trong các tính toán được thực hiện không xét đến sự toả nhiệt, nghĩa là đối với thời kỳ sau đổ bê tông chèn gần liền các kết cấu cho phép dùng cách tính gần đúng sau đây: biểu đồ nhiệt độ tại một thời điểm bất kỳ được coi là tuyến tính.

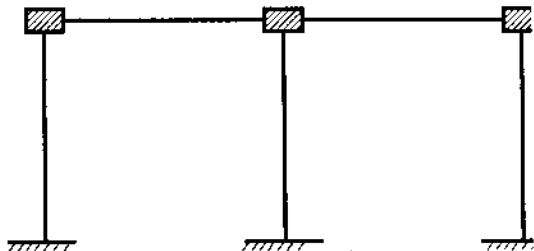
Nhiệt độ ở bề mặt bộ phận được lấy bằng nhiệt độ của môi trường nếu môi trường đó là nước. Nếu môi trường xung quanh là không khí thì khi xây dựng biểu đồ người ta sử dụng khái niệm lớp giả định d bằng $d_1 = 0,35\text{m}$ khi không có gió và bằng $d_2 = 0,1\text{m}$ khi gió trung bình và mạnh (Hình 46).



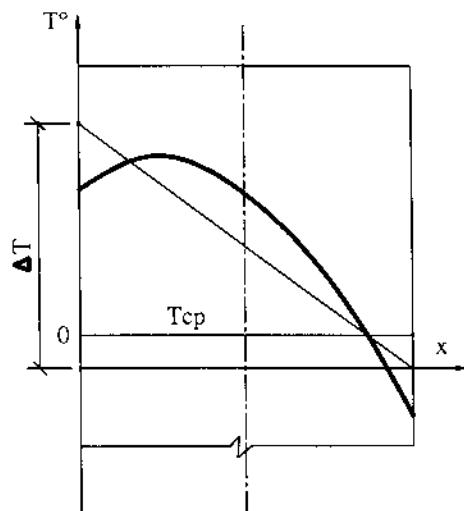
Hình 46

- 5.15. Nội lực trong các kết cấu siêu tĩnh phức tạp và trong các kết cấu thanh không gian được xác định bằng các phương pháp cơ học xây dựng theo các chương trình giải trên máy tính điện tử. Nên sử dụng các chương trình mà thuật toán có xét đến các dạng biến dạng chủ yếu của các thanh như biến dạng uốn, biến dạng dọc, biến dạng cắt.

Để tính toán các kết cấu thanh của công trình thủy công nên sử dụng sơ đồ có các nút cứng ở giao điểm của các thanh (xem hình 47).



Hình 47



Hình 48

- 5.16. Để xác định nội lực trong các hệ thanh trên cơ sở tính toán trường nhiệt độ cần xác định:
- Nhiệt độ tính toán T_u ;

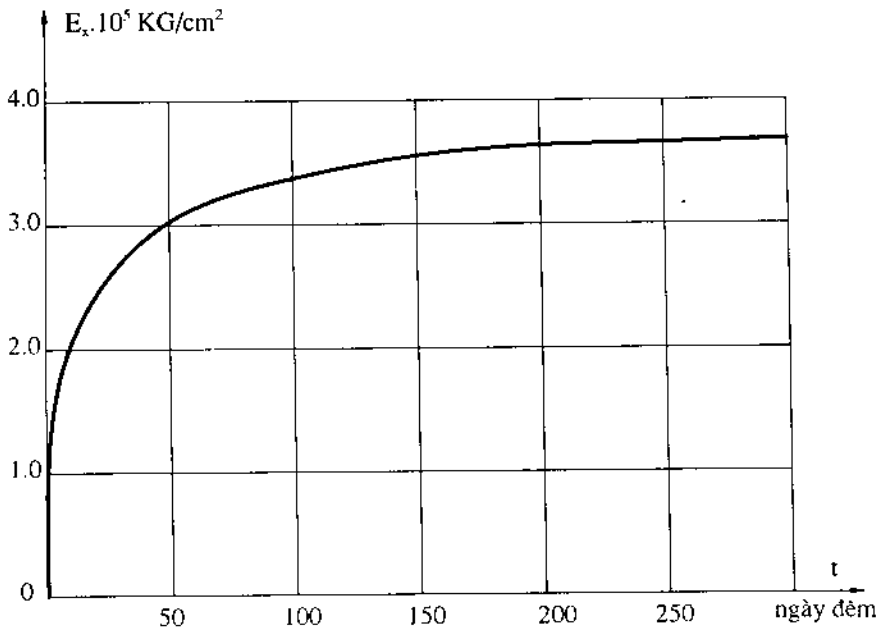
b) Các chênh lệch tính toán của nhiệt độ ΔT_u .

Nhiệt độ tính toán T_p trong mặt cắt đã cho cần được hiểu là sự thay đổi nhiệt trung bình T_{tb} ở mặt cắt đó trong thời đoạn tính toán T_u nghĩa là $T_u = T_{tb2} - T_{tb1}$; trong đó T_{tb1} và T_{tb2} tương ứng là nhiệt độ trung bình trong mặt cắt đang xét ở thời điểm bắt đầu T_d và thời điểm cuối T_c của thời đoạn tính toán. Chênh lệch tính toán của nhiệt độ ΔT_u trong mặt cắt đã cho cần được hiểu là thay đổi chênh lệch trung bình của nhiệt độ giữa các mặt của bộ phận ở mặt cắt đó trong thời đoạn tính toán, nghĩa là: $\Delta T_u = \Delta T_{tb2} - \Delta T_{tb1}$.

Nhiệt độ trung bình và chênh lệch trung bình của nhiệt độ được xác định theo biểu đồ nhiệt độ hình thang tương đương tĩnh học với biểu đồ nhiệt độ thực tế ở thời điểm đã cho (hình 48).

- 5.17. Đối với những kết cấu không qui về được kết cấu thanh (như là đập, tường, rầm, khối đổ bê tông trên nền cứng...) các tính toán về trạng thái ứng suất nên được tiến hành theo các phương pháp của lý thuyết đàn hồi, theo các chương trình chuyển động (có thể dùng phương pháp phân tử hữu hạn).
- 5.18. Khi xác định các nội lực và ứng suất nhiệt trong kết cấu và công trình phát sinh trước khi đổ bê tông chèn vào các khe nối, cần tính đến sự thay đổi mô đun đàn hồi của bê tông theo tuổi của nó.

Khi thực hiện các tính toán tương tự sau khi đổ bê tông chèn vào các khe nối, cho phép lấy mô đun đàn hồi của bê tông E không thay đổi, không phụ thuộc vào tuổi của bê tông. Đường cong đặc trưng cho sự thay đổi mô đun đàn hồi của bê tông được trình bày ở hình 49.



Hình 49

- 5.19. Khi tính toán các nội lực và ứng suất nhiệt, không phụ thuộc vào tuổi của bê tông, nên xét đến tính từ biến của nó theo các chỉ dẫn nêu ở dưới đây. Khi tính toán các ứng suất nhiệt bằng các phương pháp cơ học của môi trường liên tục, việc xét đến tính từ biến của bê tông nên được đưa trực tiếp vào thuật toán của các chương trình sử dụng.

Khi không có các chương trình như vậy, cũng như trong các trường hợp tính toán các hệ thanh, cho phép thực hiện việc tính đến từ biến của bê tông bằng cách sử dụng các hệ số chùng ứng suất $k_p(t, \tau)$. Các hệ số này biểu thị mức độ giảm các ứng suất nhiệt σ đã phát sinh tại thời điểm t_1 (ban đầu) trong khoảng thời gian tính toán t_2 (cuối) – t_1 (ban đầu).

Sự chùng ứng suất là quá trình giảm các ứng suất tại điểm hoặc mặt cắt đã cho phát sinh dưới tác động nhiệt độ nếu như các chuyển vị hoặc các biến dạng của các bộ phận bị hạn chế.

Hệ số chùng ứng suất được nhân với trị số ứng suất đàn hồi sinh ra trong thời đoạn Δt , hệ số này cũng như độ từ biến của bê tông phụ thuộc vào tuổi của bê tông τ và thời gian tác dụng của tải trọng $(t_2 - t_1)$.

Nếu biểu thị các ứng suất nhiệt hình thành trước thời điểm t_2 ở điểm đang xét, cũng như tổng các ứng suất nhiệt sinh ra trong suốt thời đoạn $(t_2 - t_1)$ thì trị số ứng suất nhiệt cuối cùng, có tính đến từ biến của bê tông, có thể viết dưới dạng:

$$\sigma_{T(t_2)} = \sum \Delta \sigma_{T(t_2-t_1)} = \sum_{t_1}^{t_2} \Delta \sigma_T \text{ đàn hồi (i)} K_p(t_2 - t_1); \quad (196)$$

trong đó: t_1 là các thời điểm 1, 2, 3, ... trong khoảng thời gian t_1 đến t_2 .

- 5.20. Các trị số của hệ số chùng ứng suất có thể được xác định bằng nghiên cứu thực nghiệm đối với các loại bê tông đã cho.

Khi không có các số liệu nghiên cứu nên sử dụng biểu đồ các trị số bình quân K_p trình bày trong phụ lục 7. Đối với bê tông có tuổi nhiều hơn nên sử dụng các trị số K_p trong bảng 37 vì ở các tuổi lớn như trong bảng thông thường các ứng suất nhiệt độ chỉ được xác định bởi sự thay đổi của nhiệt độ môi trường xung quanh có chu kỳ là một năm. Các thời đoạn tính toán nêu trên phải coi là các thời đoạn đặc trưng khi tính toán các ứng suất nhiệt.

Bảng 37

Tuổi bê tông tại thời điểm chịu tải (ngày)	365	700	1100	2200	3000
Thời kỳ tính toán 3 tháng K_p	0,85	0,87	0,88	0,88	0,89
Thời kỳ tính toán 6 tháng K_p	0,81	0,88	0,85	0,86	0,86

5.21. Việc tính toán các kết cấu bê tông và bê tông cốt thép theo sự hình thành các khe nứt do tác động nhiệt độ và độ ẩm phải được tiến hành theo công thức:

$$K_H \cdot n_C \cdot \sigma(t) \leq \varepsilon_{np}(t) E(t) \quad 197 (66)$$

Trong đó: $\sigma(t)$ – ứng suất trong bê tông ở thời điểm đang xét có tính đến từ biến;

$\varepsilon_{np}(t)$ – độ dẫn giới hạn của bê tông, được lấy theo bảng 38(16);

$E(t)$ – mô đun đàn hồi của bê tông KG/cm² ở tuổi t (ngày), được xác định theo công thức sau:

$$E = \frac{1000000}{17 + \frac{360}{a \ln t}}, \quad 198 (67)$$

Trong đó: a – hệ số được lấy theo bảng 39(17)

$\ln t$ – lôga tự nhiên của t (ngày)

Bảng 38(16)

Độ dẫn giới hạn của bê tông $\varepsilon_{np} \cdot 10^4$ khi mác chịu nén của bê tông bằng		
M150, M200	M250	M300 và lớn hơn
0,7	0,8	0,9
<i>Chú thích: Khi tính toán đối với các công trình cấp I, trị số độ dẫn giới hạn của bê tông phải được xác định chính xác theo các kết quả nghiên cứu thực nghiệm</i>		

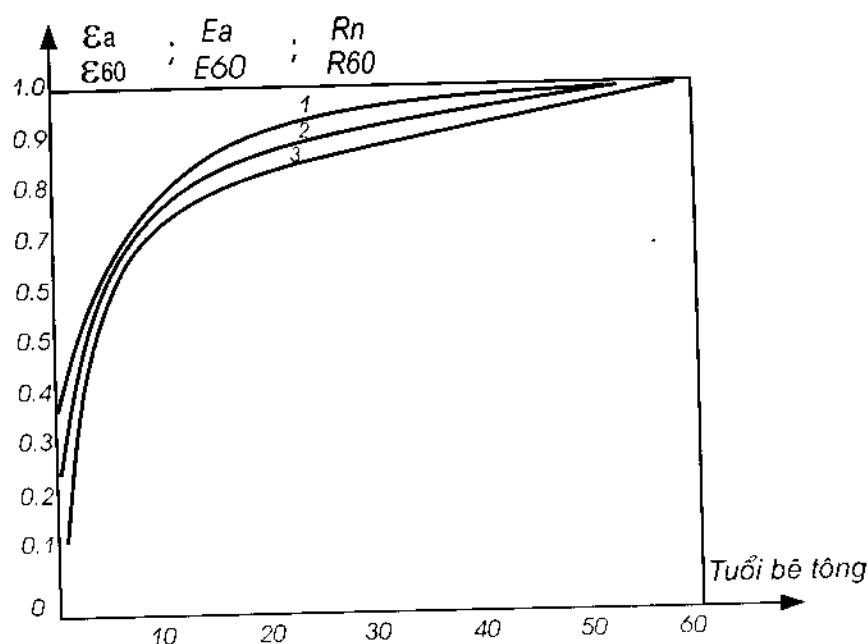
Bảng 39(17)

Mác chịu nén của bê tông	M75	M100	M150	M200	M250	M300	M350	M400	M450	M500	M600
Trị số hệ số a	14	17	23	28	34	40	46	52	58	64	75

Không phải dùng công thức 198(67) nếu như có các số liệu thực nghiệm xác định mô đun đàn hồi của bê tông dùng trong công trình hoặc kết cấu được tính toán theo hình thành các khe nứt.

5.22. Theo chú thích ở bảng 38(16), độ dẫn giới hạn của bê tông ε_{np} đối với công trình cấp I phải được chính xác hoá bằng nghiên cứu thực nghiệm. Chỉ dẫn này cũng được áp dụng cho các công trình cấp II, có khối lượng bê tông trên 1000000m³, nhất là cho các đập bê tông bền nứt.

Trong tất cả các trường hợp đã nêu trên độ dẫn giới hạn của bê tông xác định trong phòng thí nghiệm phải được chính xác hoá thêm ngoài hiện trường, trong phòng thí nghiệm của công trường. Độ dẫn giới hạn của bê tông, cũng như các đặc trưng độ bền khác của nó phụ thuộc vào tuổi của bê tông. Tính chất thay đổi độ dẫn giới hạn của bê tông theo tuổi của nó được trình bày ở hình 50.



Hình 50. Các biểu đồ $\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_{60}}$, $\frac{E_a}{E_{60}}$, $\frac{R_n}{R_{60}}$ thay đổi theo tuổi của bê tông

Trong vế phải của công thức 197(66) có trị số độ dẫn giới hạn ứng với tuổi của bê tông dùng để tính toán theo sự hình thành các khe nứt. Khi định trị số tính toán của độ dẫn giới hạn phải đưa vào các số liệu thử nghiệm các mẫu chịu kéo dọc trục.

- 5.23. Trị số độ dẫn giới hạn của bê tông phải được chính xác hoá tùy thuộc vào độ thô lớn nhất của cốt liệu ($D_{\max}$) và gradien của biểu đồ ứng suất nhiệt G .

Khi đó độ dẫn giới hạn của bê tông phải được xác định theo công thức:

$$\varepsilon_{np} = \varepsilon_{np0} \cdot K_D \cdot G,$$

199

trong đó: ε_{np0} – trị số độ dẫn giới hạn của bê tông theo bảng 38(16) hoặc được xác định trong phòng thí nghiệm khi chọn thành phần bê tông;

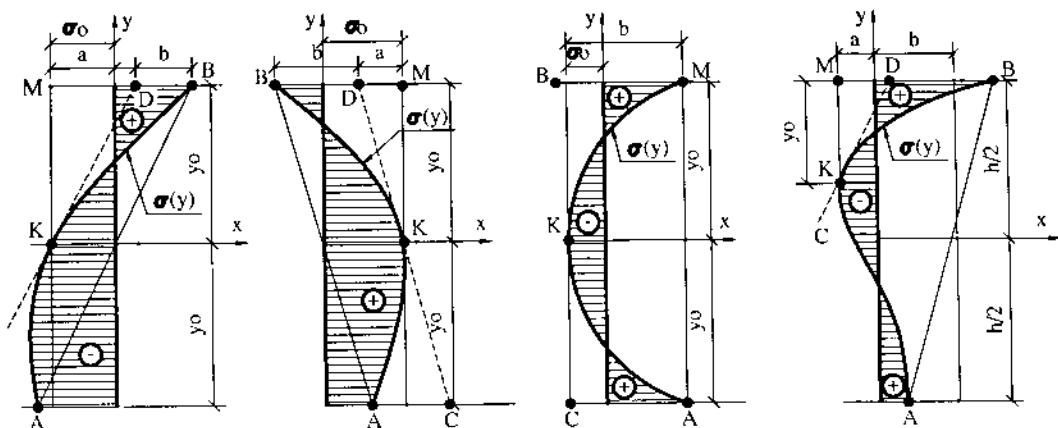
K_D – hệ số tính đến ảnh hưởng của gradien của biểu đồ ứng suất nhiệt.

Trị số của hệ số K_D được lấy theo bảng 40.

Bảng 40

$D_{\max(\text{mm})}$	K_D
≤ 30	1,6
$40 + 60$	0,9
$70 + 80$	0,8
> 80	0,75

Để xác định trị số của hệ số K_G của biểu đồ ứng suất nhiệt có tính đến từ biến và hoá già của bê tông, $\sigma_T(y)$ tại mặt cắt của bộ phận (xem hình 51) cần được trình bày dưới dạng tổng các phân lực phân bố đều, tuyến tính và phi tuyến:



Hình 51. Các ví dụ

1- $\sigma(y_0) = 26 \text{ KG/cm}^2$	2- $\sigma(y_0) = -8 \text{ KG/cm}^2$	3- $\sigma(y_0) = 25 \text{ KG/cm}^2$	1- $\sigma(h/2) = 26 \text{ KG/cm}^2$
$\sigma(0) = -17 \text{ KG/cm}^2$	$\sigma(0) = 18 \text{ KG/cm}^2$	$\sigma(0) = 6 \text{ KG/cm}^2$	$\sigma(h/2 - y_0) = 35 \text{ KG/cm}^2$
$\sigma(-y_0) = -23 \text{ KG/cm}^2$	$\sigma(-y_0) = 10 \text{ KG/cm}^2$	$\sigma(-y_0) = 25 \text{ KG/cm}^2$	
$a = 24 \text{ KG/cm}^2$	$a = 9 \text{ KG/cm}^2$	$a = 0$	$a = \text{KG/cm}^2$
$b = 19 \text{ KG/cm}^2$	$b = 17 \text{ KG/cm}^2$	$b = 31 \text{ KG/cm}^2$	$b = 33 \text{ KG/cm}^2$
$y_0 = 1,5 \text{ M}$	$y_0 = 1,5 \text{ m}$	$y_0 = 1,5 \text{ M}$	$y_0 = 0,9 \text{ M}$
$G_a = 0,016 \text{ KG/cm}^2$	$G_a = 0,06 \text{ KG/cm}^2$	$G_a = 0$	$G_a = 0,089 \text{ KG/cm}^2$
$G_b = 1,27 \text{ KG/cm}^2$	$G_b = 0,113 \text{ KG/cm}^2$	$G_b = 0,207$	$G_b = 0,367 \text{ KG/cm}^2$
$K_a = 1,11$	$K_a = 1,04$	$K_a = 1,0$	$K_a = 1,06$
$K_b = 1,10$	$K_b = 1,09$	$K_b = 1,15$	$K_b = 1,26$
$K_G = 1,22$	$K_G = 1,13$	$K_G = 1,15$	$K_G = 1,34$

Chú thích: (+) kéo, (-) nén

$$\sigma_T(y) = \sigma_{T_0} + G_a \frac{y}{y_0} + G_b \left(\frac{y}{y_0} \right)^2, \quad 200$$

Trong đó: G_a và G_b là các thông số lần lượt thể hiện gradien của phần tuyến tính của biểu đồ ứng suất và gradien quy ước của phần phi tuyến của biểu đồ nói trên;

y_0 – nửa chiều cao của mặt cắt của bộ phận.

Cho phép xác định gần đúng các thông số G_a , G_b bằng phương pháp đồ thị. Muốn vậy (xem hình 51a, b, c): vạch đường thẳng AB qua các điểm biên của biểu đồ ứng suất nhiệt, qua điểm K ứng với các ứng suất ở trục của bộ phận, vạch một đường thẳng CD song song với AB, sau đó vạch đường thẳng KM thẳng góc với trục “x”. Các đoạn a và b tìm được sẽ cho phép tìm được các trị số G_a và G_b theo các công thức:

$$G_a = \frac{a}{y_0}; G_b = \frac{b}{y_0}, \quad 201$$

Đối với các biểu đồ rất không đối xứng, không bảo đảm tính được gần đúng theo công thức 200 thì có thể xác định các đoạn a và b như trình bày ở hình 51d. Hệ số K_G được xác định theo

công thức:

$$K_G = K_a \cdot K_b$$

202

Trị số của các hệ số K_a và K_b phụ thuộc vào các thông số G_a , G_b và lấy theo bảng 41

Bảng 41

G_a (KG/cm ³)	K_a	G_b (KG/cm ³)	K_b
0	1	0	1
0,1	1,07	0,1	1,08
0,2	1,14	0,2	1,15
0,3	1,20	0,3	1,22
0,4	1,26	0,4	1,28
0,5	1,32	0,5	1,35
1,0	1,62	1,0	1,67

5.24. Khi thiết kế các kết cấu chịu tác động nhiệt độ và độ ẩm cần phải dự liệu các giải pháp kết cấu và các biện pháp công nghệ:

a) Các giải pháp kết cấu:

- Chọn kết cấu hợp lý nhất trong các điều kiện thiên nhiên đã cho;
- Cắt kết cấu một cách hợp lý bằng các khe nhiệt lún cố định và tạm thời;
- Bố trí các vật cách nhiệt ở bề mặt ngoài của bê tông;

b) Các biện pháp công nghệ:

- Giảm sự toả nhiệt của bê tông bằng cách sử dụng các loại xi măng toả nhiệt ít, giảm hàm lượng xi măng bằng cách sử dụng các phụ gia sinh khí và hoá dẻo, sử dụng bê tông độn đá học, tro của các nhà máy nhiệt điện;
- Khuếch tán tối đa nhiệt lượng ban đầu và sự toả nhiệt của bê tông bằng cách tổ hợp một cách có lợi nhất chiều cao các tầng đổ bê tông và khoảng thời gian giữa các đợt đổ bê tông vào các tầng theo cường độ nâng cao công trình đã cho;
- Điều chỉnh nhiệt độ của vữa bê tông bằng cách làm lạnh nhân tạo các thành phần của nó;
- Điều chỉnh các chế độ nhiệt độ và độ ẩm của các bề mặt khối bê tông nhằm bảo vệ chúng khỏi các dao động đột ngột của nhiệt độ môi trường trong mùa lạnh, duy trì trạng thái ẩm trong mùa nóng bằng các vật cách nhiệt cách ẩm cố định hoặc tạm thời, bằng cách tưới nước, bằng cách bố trí các lều che có điều hoà khí hậu,... sử dụng đường ống làm lạnh khối đổ bê tông. Nâng cao độ đồng nhất của bê tông, đảm bảo độ đàn hồi cao của nó, tăng giới hạn độ bền chịu kéo dọc trục;
- Gắn liền đổ bê tông chèn vào khối cuối cùng của các kết cấu siêu tĩnh cũng như các kết cấu khối lớn ở nhiệt độ của bê tông gần bằng nhiệt độ thấp nhất khi khai thác kết cấu. Chỉ cho phép bố trí các cốt thép chịu các nội lực nhiệt độ và co ngót trong những trường hợp mà các giải pháp kết cấu và các biện pháp công nghệ khác không bảo đảm được khả năng chịu lực hoặc độ liên khối cần thiết của công trình theo các điều kiện khai thác.

Các giải pháp kết cấu và các biện pháp công nghệ đặc biệt là rất cần thiết khi thiết kế các công trình ở những điều kiện khí hậu khắc nghiệt. Các chỉ dẫn về những giải pháp kết cấu có thể đề ra được nêu trong các tiêu chuẩn và chỉ dẫn thiết kế các loại công trình cụ thể.

Khi đánh giá hiệu quả của việc bố trí cốt thép cần xét các vấn đề sau lưới cốt thép hạn chế sự phát triển của các khe nứt đã hình thành cũng như của các khe nối, rãnh cắt trong công trình, cốt thép nâng độ bền nứt của lớp bê tông mặt ngoài lên khoảng 15 – 25%. Vai trò thực tế của cốt thép trong việc chịu các ứng suất nhiệt độ tương đối nhỏ, nếu như các ứng suất đó không gây ra các nội lực trong các kết cấu siêu tĩnh.

- 5.25. Các khe nối – rãnh cắt và việc lựa chọn đúng nhiệt độ lúc gắn bịt các khe nối có thể có vai trò rất quan trọng trong việc điều chỉnh các ứng suất nhiệt, và trong một chừng mực nào đó, cho phép thay đổi trạng thái ứng suất của kết cấu theo hướng mong muốn. Ví dụ việc làm liền khối các khe nối thể tích của đập được phép thực hiện bằng cách đổ bê tông gắn bịt khi nhiệt độ của bê tông thấp hơn nhiệt độ khai thác. Điều này sẽ tạo ra một ứng suất nén ép trước nào đó trong khối đổ bê tông.

PHỤ LỤC 1

Độ võng giới hạn cho phép của các bộ phận kết cấu bê tông cốt thép

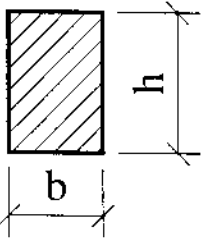
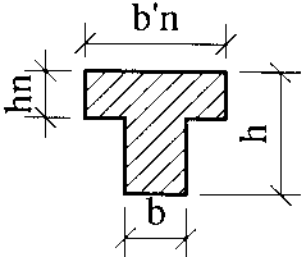
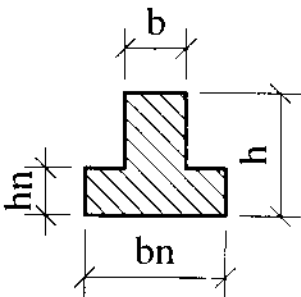
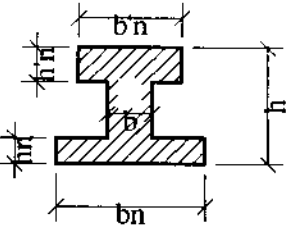
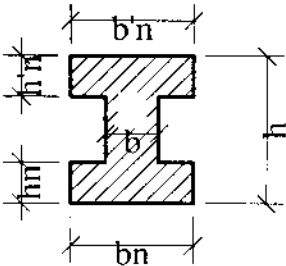
Tên bộ phận	Độ võng giới hạn cho phép
1. Rầm đỡ cầu trục:	
- Cầu trục thủ công	$\frac{L}{500}$
- Cầu trục điện	$\frac{L}{600}$
2. Những bộ phận của sàn có trần phẳng và những bộ phận của mái có nhịp:	
a) $L < 6m$	$\frac{L}{200}$
b) $6m \leq L \leq 7,5m$	3cm
c) $L > 7,5m$	$\frac{L}{250}$
3. Những bộ phận của sàn có trần kết cấu sườn cứng, và các bộ phận của cầu thang có nhịp:	
a) $L < 5m$	$\frac{L}{200}$
b) $5m \leq L \leq 10m$	2,5cm
c) $L > 10m$	$\frac{L}{400}$
4. Những bộ phận của mái nhà sản xuất nông nghiệp có nhịp:	
a) $L < 6m$	$\frac{L}{150}$
b) $6m \leq L \leq 10m$	4cm
c) $L > 10m$	$\frac{L}{250}$
5. Các panen tường côngxon (khi tính uốn ra ngoài mặt phẳng của nó) có nhịp:	
a) $L < 6m$	$\frac{L}{200}$
b) $6m \leq L \leq 7,5m$	3cm
c) $L > 7,5m$	$\frac{L}{250}$

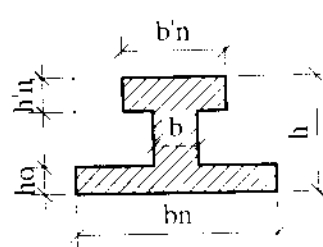
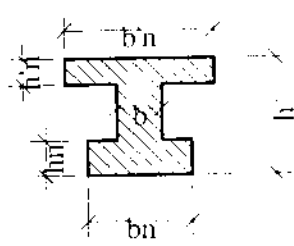
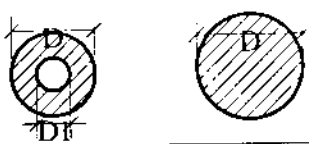
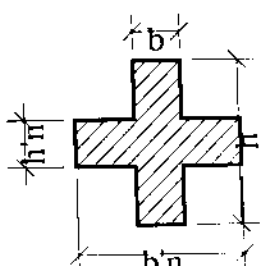
Chú thích

1. Đối với những kết cấu không nêu trong bảng trị số độ võng giới hạn cho phép phải được quy định theo các yêu cầu riêng nhưng không vượt quá $\frac{1}{150}$ nhịp của bộ phận và $\frac{1}{75}$ chiều dài của côngxon.

2. L – nhịp của rầm và bản đối với rầm côngxon $L = 2L_1$ trong đó L_1 là chiều dài của côngxon.

PHỤ LỤC 2 (1)
Các trị số của hệ số γ

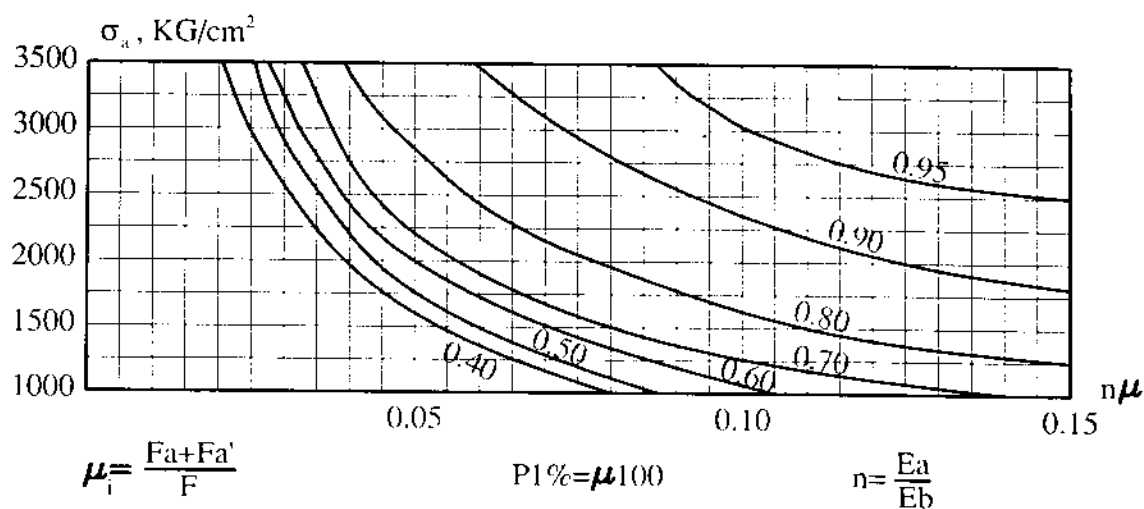
Đặc trưng mặt cắt	γ	Hình dạng mặt ngang
1	2	3
1. Hình chữ nhật	1,75	
2. Mặt cắt chữ T, với bản cánh nằm trong vùng chịu nén	1,75	
3. Mặt cắt chữ T với bản cánh nằm trong vùng chịu kéo:		
a) Khi $\frac{b_n}{b} \leq 2$, không phụ thuộc tỷ số $\frac{h_n}{h}$	1,75	
b) Khi $\frac{b_n}{b} > 2$ và $\frac{h_n}{h} \geq 0,2$	1,75	
c) Khi $\frac{b_n}{b} > 2$ và $\frac{h_n}{h} < 0,2$	1,50	
4. Mặt cắt chữ T không đối xứng và thoả mãn điều kiện $\frac{b_n}{b} \leq 3$		
a) Khi $\frac{b_n}{b} \leq 2$, không phụ thuộc vào tỷ số $\frac{h_n}{h}$	1,75	
b) Khi $2 < \frac{b_n}{b} \leq 6$ không phụ thuộc vào tỷ số $\frac{h_n}{h}$	1,50	
c) Khi $\frac{b_n}{b} > 6$ và $\frac{h_n}{h} > 0,1$	1,50	
5. Mặt cắt chữ I đối xứng (hình hộp)		
a) Khi $\frac{b'_n}{b} = \frac{b_n}{b} \leq 2$, không phụ thuộc tỷ số $\frac{h'_n}{h} = \frac{h_n}{h}$	1,75	
b) Khi $2 < \frac{b'_n}{b} = \frac{b_n}{b} \leq 6$ không phụ thuộc vào tỷ số $\frac{h'_n}{h} = \frac{h_n}{h}$	1,50	

c) Khi $\frac{b'_n}{b} = \frac{b_n}{b} > 6$ và $\frac{h'_n}{h} = \frac{h_n}{h} \geq 0,2$	1,50	
d) khi $6 \leq \frac{b'_n}{b} = \frac{b_n}{b} \leq 15$ và $\frac{h'_n}{h} = \frac{h_n}{h} < 0,2$	1,25	
e) khi $\frac{b'_n}{b} = \frac{b_n}{b} > 15$ và $\frac{h'_n}{h} = \frac{h_n}{h} < 0,1$	1,10	
6. Mặt cắt chữ I không đối xứng thỏa mãn điều kiện: $3 < \frac{b'_n}{b} < 8$		
a) Khi $\frac{b_n}{b} \leq 4$, không phụ thuộc vào $\frac{h_n}{h}$	1,50	
b) Khi $\frac{b_n}{b} > 4$ và $\frac{h_n}{h} \geq 0,2$	1,50	
c) Khi $\frac{b_n}{b} > 4$ và $\frac{h_n}{h} < 0,2$	1,25	
7. Mặt cắt chữ I không đối xứng thỏa mãn điều kiện $\frac{b'_n}{b} \geq 8$		
a) Khi $\frac{h_n}{h} > 0,3$	1,50	
b) Khi $\frac{h_n}{h} \leq 0,3$	1,25	
8. Mặt cắt tròn và vành khuyên	$2 - 0,4 \frac{D_1}{D}$	
9. Mặt cắt hình chữ thập		
a) $\frac{b_n}{b} \geq 2$ và $0,9 \geq \frac{h_n}{h} > 0,2$	2,0	
b) Các trường hợp còn lại	1,75	

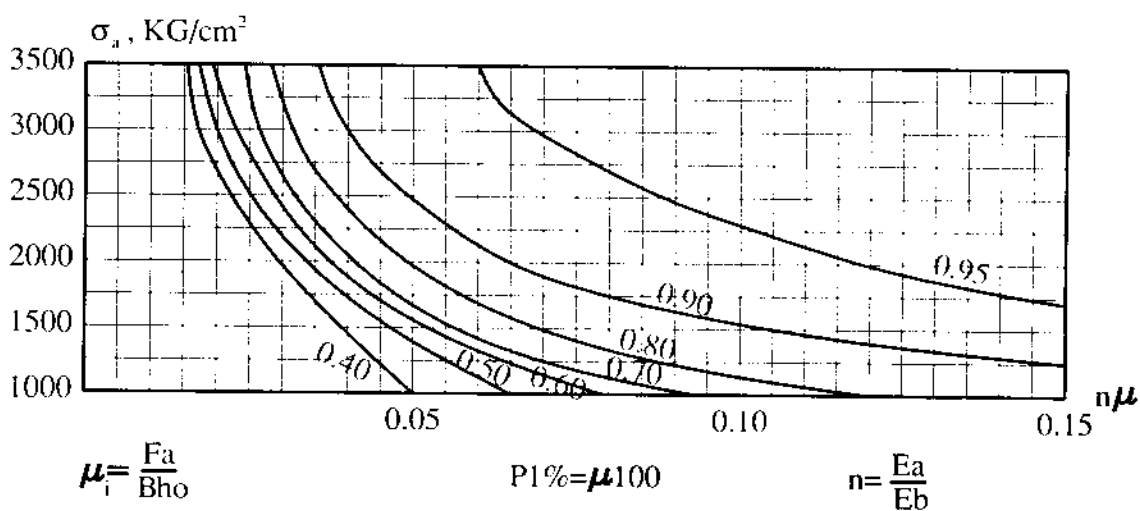
Chú thích: Ký hiệu b_n và h_n tương ứng là các kích thước của bản cánh chịu kéo khi tính toán theo sự hình thành các khe nứt còn b'_n và h'_n là các kích thước của bản cánh chịu nén, khi tính toán theo sự hình thành các khe nứt.

PHỤ LỤC 3

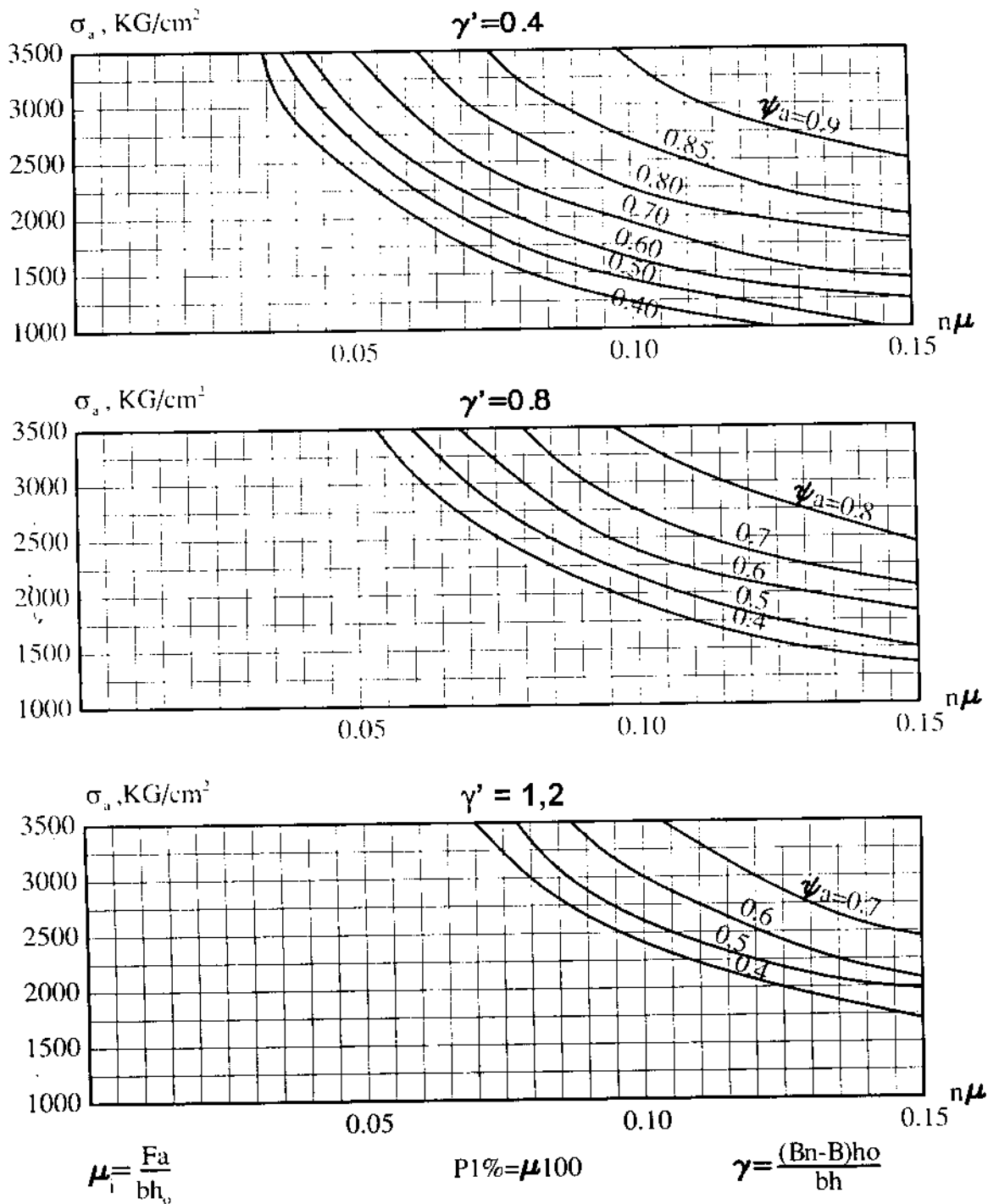
Các biểu đồ để xác định hệ số ψ_a



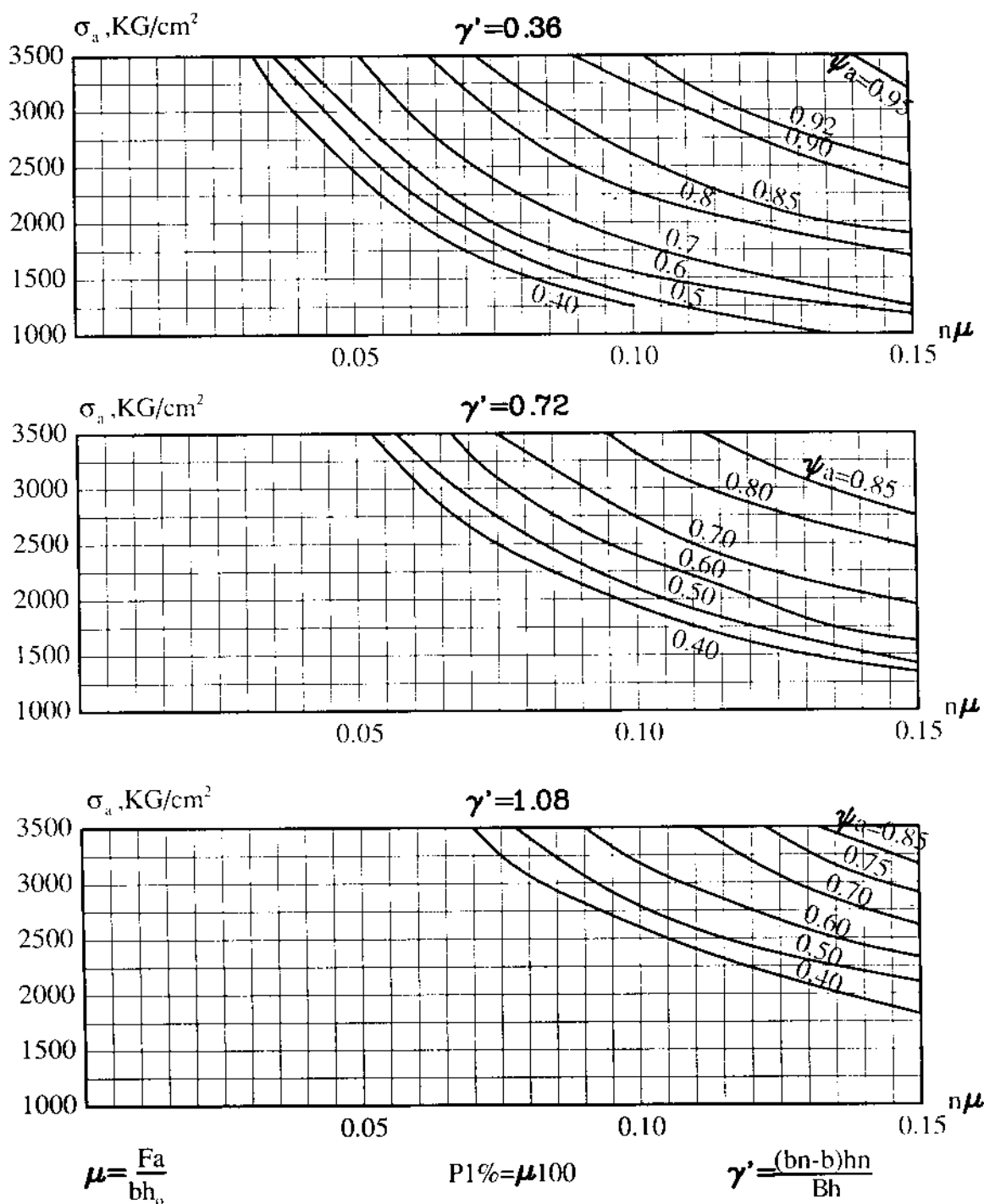
Biểu đồ 1: Các bộ phận chịu kéo trung tâm



Biểu đồ 2: Các bộ phận chịu uốn có mặt cắt hình chữ nhật

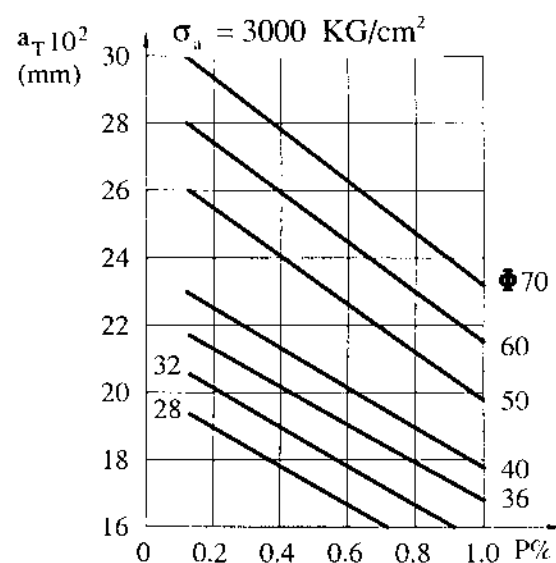
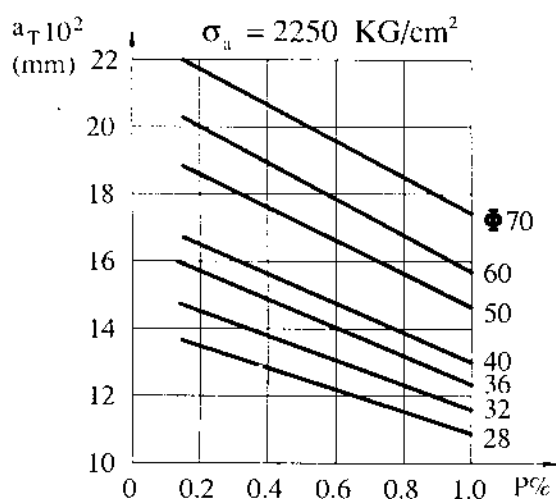
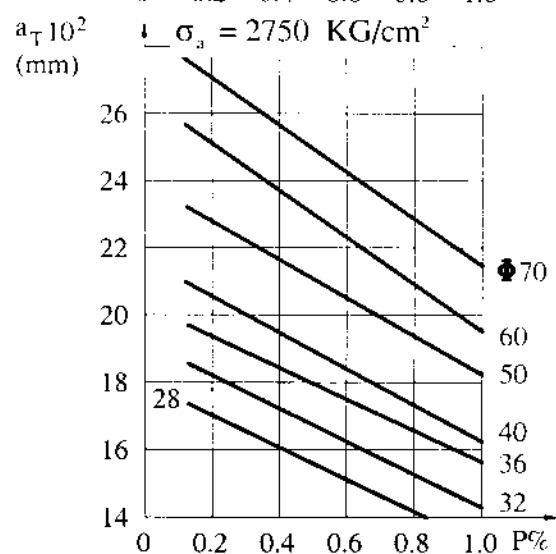
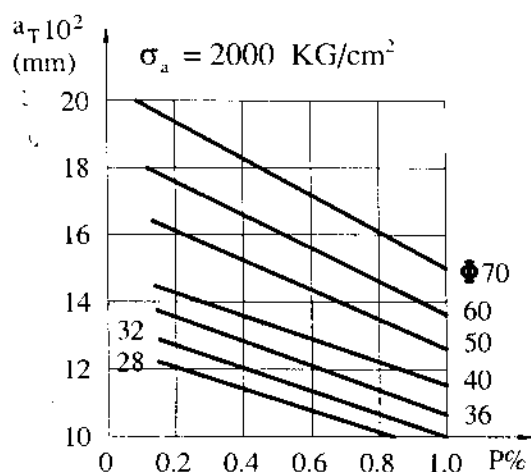
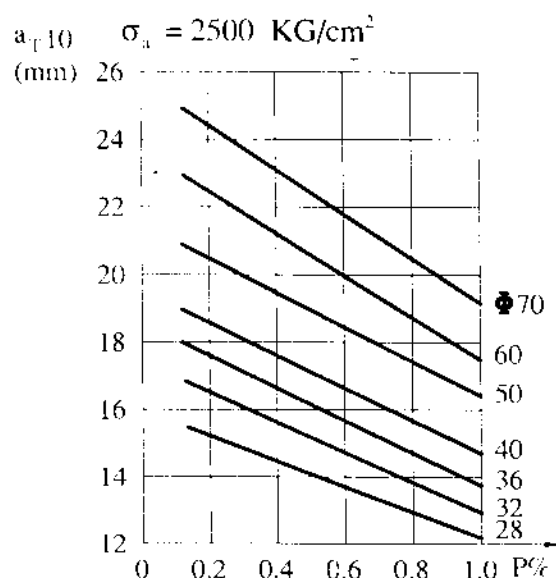
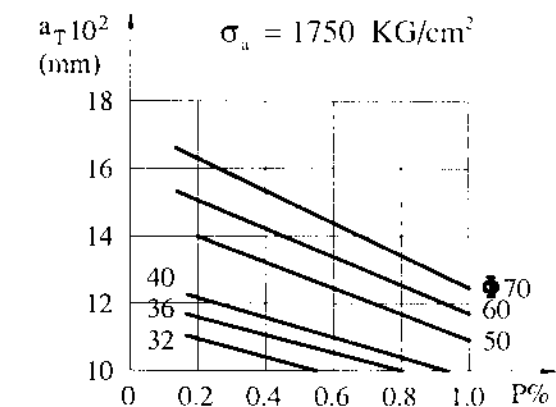


Biểu đồ 3: Các bộ phận chịu uốn có tiết diện chữ T với bản trong vùng chịu kéo

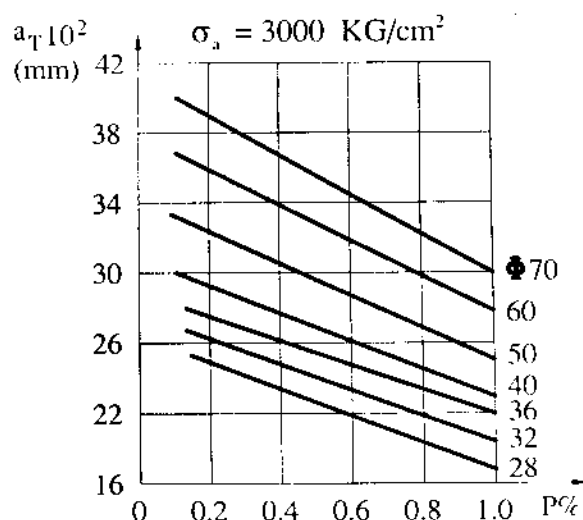
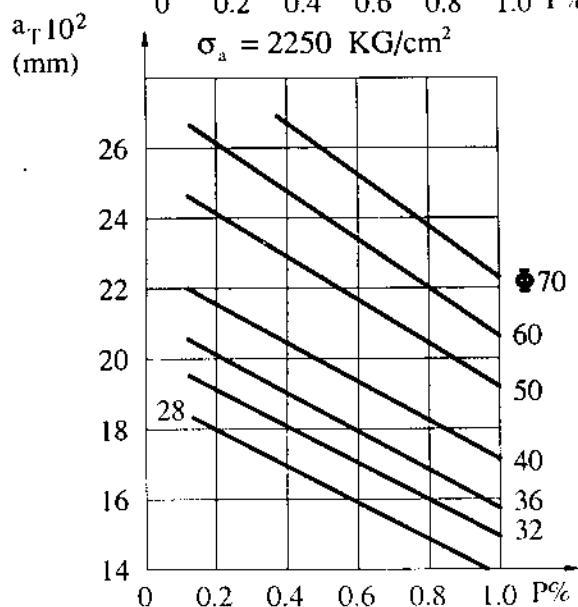
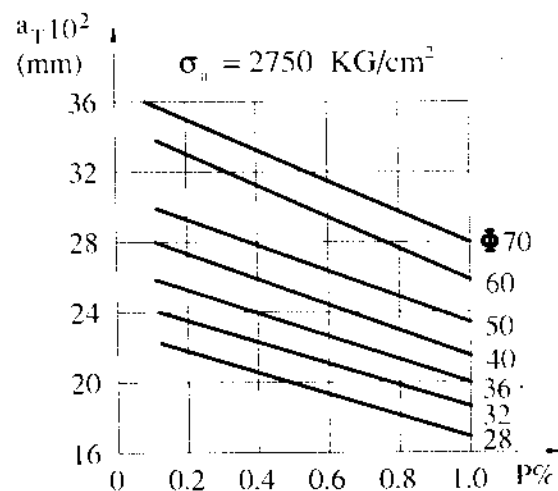
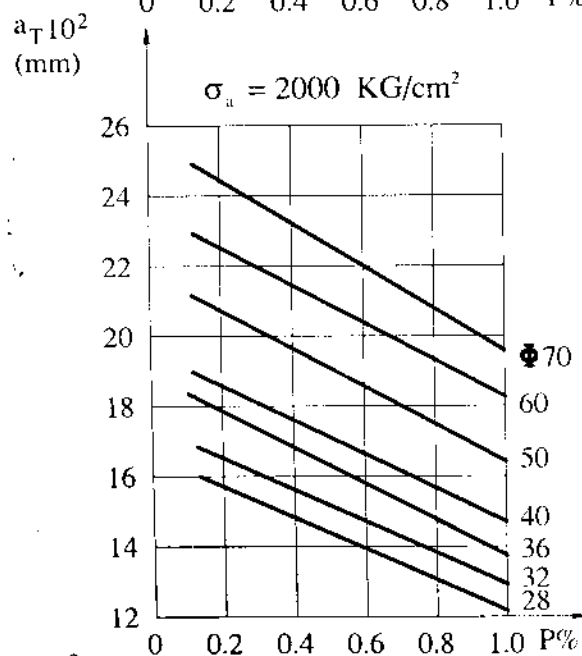
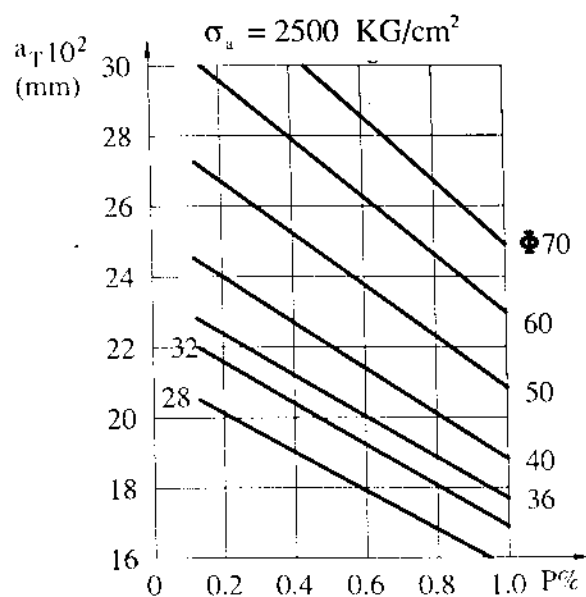
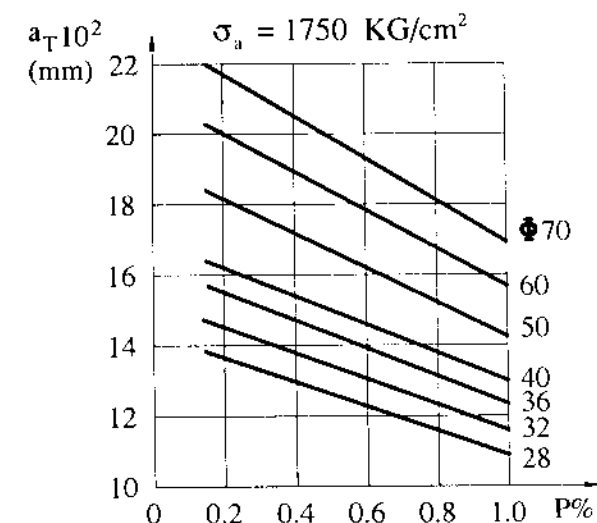


Biểu đồ 4: Các bộ phận chịu uốn có tiết diện chữ I và hình hộp

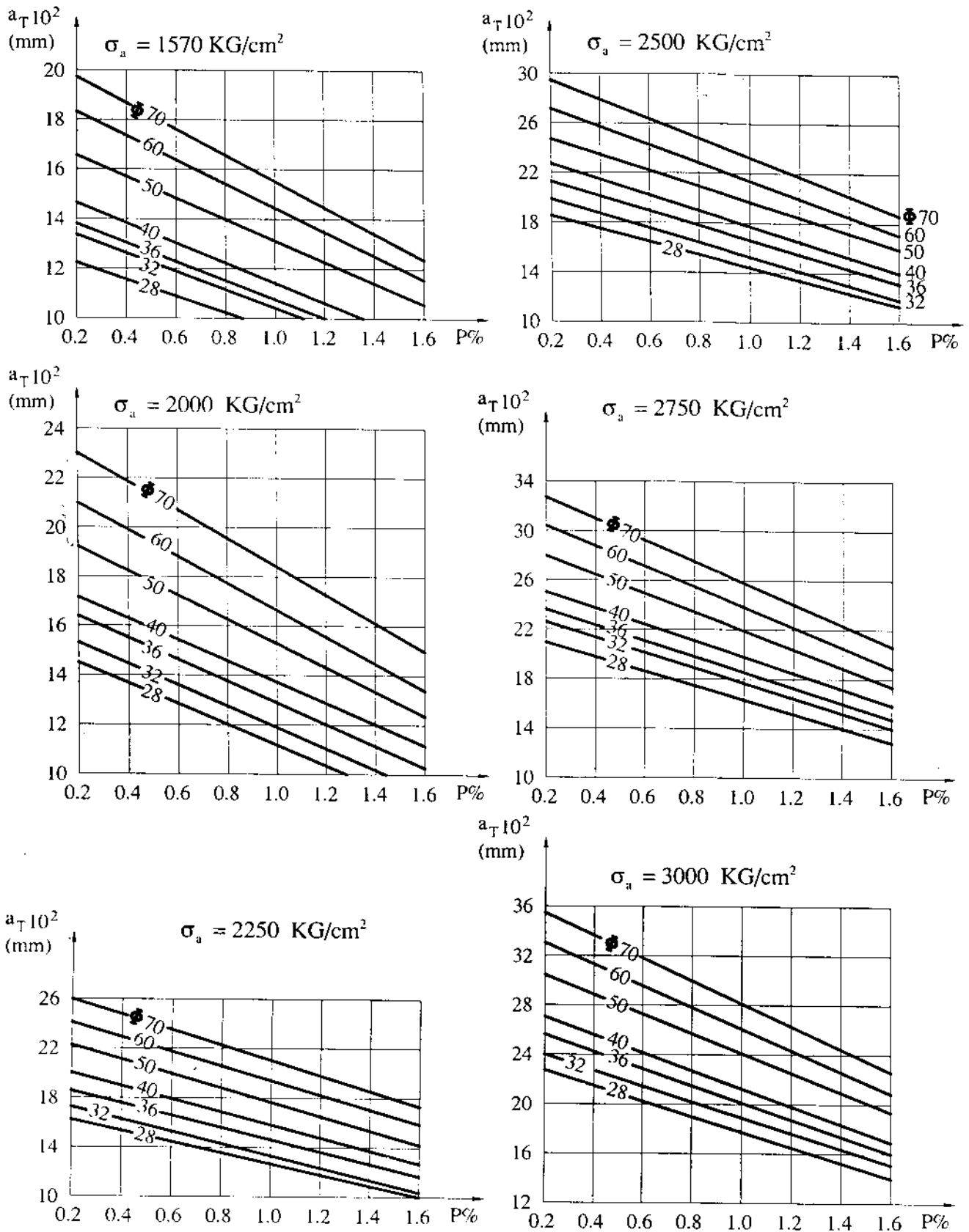
PHỤ LỤC 4



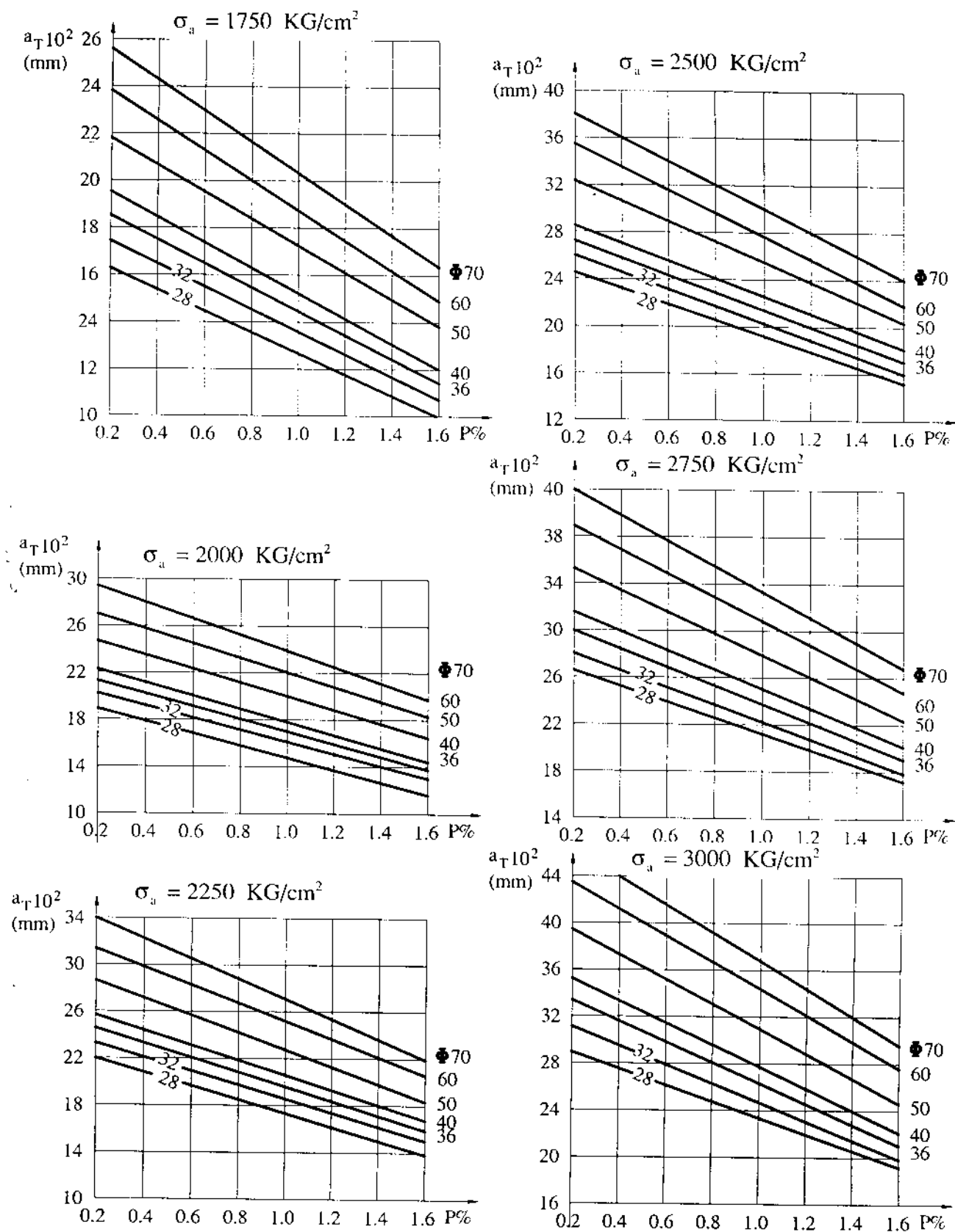
Biểu đồ 1. Trị số độ mở rộng của các khe nứt trong các bộ phận chịu uốn và nén lệch tâm khi chịu tác động ngắn hạn của tải trọng $p\% = \mu 150$, $\sigma_{\max} = 200 \text{ KG/cm}^2$



Biểu đồ 2: Trị số độ mở rộng các khe nứt trong các bộ phận chịu uốn và chịu nén lệch tâm khi chịu tác động dài hạn của tải trọng ($\sigma_{\max} = 200 \text{ KG/cm}^2$)



Biểu đồ 3: Trị số độ mở rộng các khe nứt trong các bộ phận chịu kéo đúng tâm và lệch tâm khi chịu tác động ngắn hạn của tải trọng ($\sigma_{\max} = 200 \text{ KG/cm}^2$)



Biểu đồ 4: Trị số độ mở rộng của các vết nứt trong các bộ phận chịu kéo đúng tâm và lệch tâm khi chịu tác động đàn hạn của tải trọng ($\sigma_{\max} = 200 \text{ KG/m}^2$).

PHỤ LỤC 5

Bảng 1: Mức độ tác động xâm thực của môi trường nước đối với bê tông của kết cấu, tùy thuộc vào chỉ số xâm thực của môi trường đặc trưng cho quá trình ăn mòn loại I

Các chỉ số xâm thực của môi trường nước đặc trưng cho các quá trình ăn mòn loại I		Điều kiện khai thác công trình (*)									
		Công trình không áp					Công trình chịu áp				
		Mức độ tác động xâm thực của môi trường					Đất thấm ít $K_t < 0,1 \text{ m/ngày đêm}$				
		Đất thấm vừa và mạnh $K_t \geq 0,1 \text{ m/ngày đêm}$ và sông hồ thiên nhiên lộ thiên									
Kiểm tra các bonat MgO/g/lít hoặc độ	Không xâm thực	Bình thường $> 1,4(4'')$	Cao $1,4(4'')+0,7(2'')$	Đặc biệt cao $0,7(2'')$	Bình thường Không được định chuẩn	Cao Không được định chuẩn	Đặc biệt cao Không được định chuẩn	Bình thường $> 2(5,6'')$	Cao $2(5,6'')+1,07(3'')$	Đặc biệt cao $< 1,07(3'')$	
	Xâm thực yếu	$1,4(4'')+0,7(2'')$	$< 0,7(2'')$	Không được định chuẩn	--nt--	--nt--	--nt--	$2(5,6'')+1,07(3'')$	$< 1,07(3'')$	Không được định chuẩn	--nt--
	Xâm thực trung bình	$0,7(2'')$	Không được định chuẩn	--nt--	--nt--	--nt--	--nt--	$< 1,07(3'')$	Không được định chuẩn	--nt--	--nt--
	Xâm thực mạnh	Không cho phép sử dụng	--nt--	--nt--	Không cho phép sử dụng	--nt--	--nt--	Không được phép sử dụng	--nt--	--nt--	--nt--

(*) Sự đánh giá mức độ xâm thực của môi trường nước được cho khoảng nhiệt độ từ 0 đến 40°C. Khi nhiệt độ tăng lên đến 50°C, mức độ tác động xâm thực của môi trường phải được giảm xuống I bậc khi có sự ăn mòn loại I và III và phải tăng lên I bậc khi có sự ăn mòn loại II

Chú thích: Khi nồng độ các chất hoá học trong nước không vượt quá 114 nồng độ của chúng đã được chuẩn trong bảng 2 và 3 của phụ lục 5 ứng với mức không xâm thực đối với bê tông có độ chặt bình thường thì cho phép lấy các trị số NIX lớn nhất theo bảng 33 với $aT = 0,05 \text{ mm}$ và $H_T = 10 \text{ m}$

Bảng 2: Mức độ tác động xâm thực của môi trường nước đối với bê tông của các kết cấu thuộc vào chỉ số xâm thực của môi trường đặc trưng cho quá trình ăn mòn loại II

Chỉ số xâm thực của môi trường đặc trưng cho quá trình ăn mòn loại II	Điều kiện khai thác công trình									
	Công trình không áp					Công trình chịu áp lực				
	Đất thấm mạnh và vừa Kt > 0,1 / ngày đêm và sóng hồ thiên nhiên lộ thiên					Đất thấm ít Kt < 0,1 m/ngày đêm				
	Độ chặt của bê tông					Độ chặt của bê tông				
	Bình thường	Cao	Đặc biệt cao	Bình thường	Cao	Đặc biệt cao	Bình thường	Cao	Đặc biệt cao	
Mức độ tác động xâm thực của môi trường	>6,5	>5,9	>4,9	>5	>5	>3,9	>6,5	>5,9	>5,4	
Không xâm thực										
Xâm thực yếu	6,5÷6	5,9÷5	4,9÷4	5÷4	5÷4	3,9÷3	6,5÷6	5,9÷5,5	5,4÷5	
Xâm thực trung bình	5,9÷5	4,9÷4	3,9÷2	3,9÷3	3,9÷3	2,9÷1	5,9÷5,5	5,4÷5	4,9÷4	
Xâm thực mạnh	Không cho phép sử dụng	< 4	< 2	Không cho phép sử dụng	< 3	< 1	Không cho phép sử dụng	< 5	< 4	
Chỉ số hydro pH	$< a[\ddot{C}a] + b$	$< a[\ddot{C}a] + b + 40$	Không được định chuẩn	$< a[\ddot{C}a] + b + 40$	Không được định chuẩn	Không được định chuẩn	$< a[\ddot{C}a] + b$	$< a[\ddot{C}a] + b$	$< a[\ddot{C}a] + b + 40$	
Không xâm thực										
Xâm thực yếu	$a[\ddot{C}a] + b + a[\ddot{C}a] + b + 40$	$\geq a[\ddot{C}a] + b + 40$	--nt--	$\geq a[\ddot{C}a] + b + 40$	--nt--	--nt--	$a[\ddot{C}a] + b + a[\ddot{C}a] + b + 40$	$a[\ddot{C}a] + b + a[\ddot{C}a] + b + 40$	$> a[\ddot{C}a] + b + 40$	
Xâm thực trung bình	$> a[\ddot{C}a] + b + 40$	Không được định chuẩn	--nt--	Không được định chuẩn	--nt--	--nt--	$> a[\ddot{C}a] + b + a[\ddot{C}a] + b + 40$	$> a[\ddot{C}a] + b + a[\ddot{C}a] + b + 40$	Không được định chuẩn	
Xâm thực mạnh	Không cho phép sử dụng	--nt--	--nt--	Không cho phép sử dụng	--nt--	--nt--	Không cho phép sử dụng	Không được định chuẩn	--nt--	

Chỉ số xâm thực của môi trường đặc trưng cho quá trình an môn loại II	Điều kiện khai thác công trình									
	Công trình không áp					Công trình chịu áp lực				
	Đất thấm mạnh và vừa $K_1 > 0,1$ / ngày đêm và sóng hồ thiên nhiên lộ thiên					Đất thấm ít $K_1 < 0,1$ m/ngày đêm				
	Độ chặt của bê tông					Độ chặt của bê tông				
Hàm lượng các muối ma nhè mg/l	Bình thường	Cao	Đặc biệt cao	Bình thường	Cao	Đặc biệt cao	Bình thường	Cao	Đặc biệt cao	
	≤ 1000	≤ 1500	≤ 2000	≤ 2000	≤ 2500	≤ 3000	≤ 1000	≤ 1500	≤ 2000	
	$1001 + 1500$	$1501 + 2000$	$2001 + 3000$	$2001 + 2500$	$2501 + 3000$	$3001 + 4000$	$1001 + 1500$	$1501 + 2000$	$2001 + 3000$	
	$1501 + 2000$	$2001 + 3000$	$3001 + 4000$	$2501 + 3000$	$3001 + 4000$	$4001 + 5000$	$1501 + 2000$	$2001 + 3000$	$3001 + 4000$	
Hàm lượng các kiểm ăn đa (NaOH) g/l	Không cho phép sử dụng	> 3000	> 4000	Không cho phép sử dụng	> 4000	> 5000	Không cho phép sử dụng	> 3000	> 4000	
	≤ 50	≤ 60	≤ 80	≤ 80	≤ 90	≤ 100	≤ 30	≤ 50	≤ 60	
	$51 + 60$	$61 + 80$	$81 + 100$	$81 + 90$	$91 + 100$	$101 + 120$	$31 + 50$	$51 + 60$	$61 + 80$	
	$61 + 80$	$81 + 100$	$101 + 150$	$91 + 100$	$101 + 120$	$121 + 170$	$1 + 60$	$61 + 80$	$81 + 120$	
Hàm lượng các kiểm ăn đa (NaOH) g/l	Không cho phép sử dụng	$101 + 150$	$151 + 170$	Không cho phép sử dụng	> 120	$171 + 200$	Không cho phép sử dụng	$81 + 120$	$121 + 150$	
	≤ 50	≤ 60	≤ 80	≤ 80	≤ 90	≤ 100	≤ 30	≤ 50	≤ 60	
	$51 + 60$	$61 + 80$	$81 + 100$	$81 + 90$	$91 + 100$	$101 + 120$	$31 + 50$	$51 + 60$	$61 + 80$	
	$61 + 80$	$81 + 100$	$101 + 150$	$91 + 100$	$101 + 120$	$121 + 170$	$1 + 60$	$61 + 80$	$81 + 120$	
Hàm lượng các kiểm ăn đa (NaOH) g/l	Không cho phép sử dụng	$101 + 150$	$151 + 170$	Không cho phép sử dụng	> 120	$171 + 200$	Không cho phép sử dụng	$81 + 120$	$121 + 150$	
	≤ 50	≤ 60	≤ 80	≤ 80	≤ 90	≤ 100	≤ 30	≤ 50	≤ 60	
	$51 + 60$	$61 + 80$	$81 + 100$	$81 + 90$	$91 + 100$	$101 + 120$	$31 + 50$	$51 + 60$	$61 + 80$	
	$61 + 80$	$81 + 100$	$101 + 150$	$91 + 100$	$101 + 120$	$121 + 170$	$1 + 60$	$61 + 80$	$81 + 120$	
Hàm lượng các kiểm ăn đa (NaOH) g/l	Không cho phép sử dụng	$101 + 150$	$151 + 170$	Không cho phép sử dụng	> 120	$171 + 200$	Không cho phép sử dụng	$81 + 120$	$121 + 150$	
	≤ 50	≤ 60	≤ 80	≤ 80	≤ 90	≤ 100	≤ 30	≤ 50	≤ 60	
	$51 + 60$	$61 + 80$	$81 + 100$	$81 + 90$	$91 + 100$	$101 + 120$	$31 + 50$	$51 + 60$	$61 + 80$	
	$61 + 80$	$81 + 100$	$101 + 150$	$91 + 100$	$101 + 120$	$121 + 170$	$1 + 60$	$61 + 80$	$81 + 120$	

Chú thích: 1. Trị số của các hệ số "a", "b" để xác định hàm lượng axit cacbonic tự do được cho trong bảng 4 phụ lục 5.

2. Khi đánh giá mức độ của tác động xâm thực của môi trường nước đối với bê tông của kết cấu khối lớn ít cốt thép, trị số của chỉ số hydro pH được lấy đối với bê tông có độ chặt bình thường như đối với bê tông có độ chặt cao ở bảng này, còn đối với bê tông có độ chặt cao được lấy như đối với bê tông có độ chặt đặc biệt cao.

Bảng 3: Mức độ tác động xâm thực của môi trường nước đối với bê tông của các kết cấu tùy thuộc vào chỉ số xâm thực của môi trường đặc trưng cho quá trình ăn mòn loại III

Chỉ số xâm thực của môi trường đặc trưng cho quá trình ăn mòn loại III	Mức độ tác động xâm thực của môi trường	Điều kiện khai thác công trình									
		Công trình không áp				Công trình chịu áp lực					
		Đất thấm mạnh và vừa $K_f > 0,1$ / ngày đêm và sông hồ thiên nhiên lộ thiên				Đất thấm ít $K_f < 0,1$ m/ngày đêm					
		Độ chặt của bê tông				Độ chặt của bê tông					
		Bình thường	Cao	Đặc biệt cao	Bình thường	Cao	Đặc biệt cao	Bình thường	Cao	Đặc biệt cao	Đặc biệt cao
Hàm lượng sunphat mg/l quy đổi ra ion SO_4^{2-} đối với các xi măng	Không xâm thực	≤ 300	≤ 400	≤ 500	≤ 300	≤ 500	≤ 600	≤ 250	≤ 400	≤ 500	≤ 500
	Xâm thực yếu	301+400	401+500	501+800	301+500	501+600	601+800	251+400	401+500	501+800	501+800
	Xâm thực trung bình	401+500	501+800	801+1200	501+600	601+800	801+1200	401+500	501+800	801+1200	801+1200
	Xâm thực mạnh	Không cho phép sử dụng	> 800	> 1200	Không cho phép sử dụng	> 800	> 1200	Không cho phép sử dụng	> 800	> 1200	> 1200
b) Poóc lăng bền sunphat và puzolan Poóc lăng	Không xâm thực	≤ 3000	≤ 4000	≤ 5000	≤ 3000	≤ 5000	≤ 6000	≤ 3000	≤ 4000	≤ 5000	≤ 5000
	Xâm thực yếu	3001+4000	4001+5000	5001+7000	3001+5000	5001+6000	6001+8000	3001+4000	4001+5000	5001+7000	5001+7000
	Xâm thực trung bình	4001+5000	5001+7000	7001+10000	5001+6000	6001+8000	8001+12000	4001+5000	5001+7000	7001+10000	7001+10000
	Xâm thực mạnh	Không cho phép sử dụng	> 7000	> 10000	Không cho phép sử dụng	> 8000	> 12000	Không cho phép sử dụng	> 7000	> 10000	> 10000
c) Xi măng poóc lăng toả nhiệt vừa	Không xâm thực	≤ 1500	≤ 2000	≤ 2500	≤ 1500	≤ 2500	≤ 3000	≤ 1500	≤ 2000	≤ 2500	≤ 2500
	Xâm thực yếu	1501+2000	2001+2500	2501+3500	1501+2500	2501+3000	3001+4000	1501+2000	2001+2500	2501+3500	2501+3500
	Xâm thực trung bình	2001+2500	2501+3500	3501+5000	2501+3000	3001+4000	4001+6000	2001+2500	2501+3500	3501+5000	3501+5000
	Xâm thực mạnh	Không cho phép sử dụng	> 7000	> 10000	Không cho phép sử dụng	> 8000	> 12000	Không cho phép sử dụng	> 7000	> 10000	> 10000

Bảng 4: Trị số của các hệ số a và b để xác định hàm lượng axit cacbôníc tự do trong nước

Kiểm bicacbonnat		Tổng hàm lượng các ion Cl' và SO'' (mg/l)											
		0 ÷ 200		201 ÷ 400		401 ÷ 600		601 ÷ 800		801 ÷ 1000		>1000	
Độ	Mgdg/lg/l	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
3	1	0,00	15										
4	1,4	0,01	16	0,01	17	0,01	17	0	17	0	17	0	17
5	1,8	0,04	17	0,04	18	0,03	17	0,02	18	0,02	18	0,02	18
6	2,1	0,07	19	0,06	19	0,05	18	0,04	18	0,04	18	0,04	18
7	2,5	0,10	21	0,08	20	0,07	19	0,06	18	0,06	18	0,05	18
8	2,9	0,13	23	0,11	21	0,09	19	0,08	18	0,07	18	0,07	18
9	3,2	0,16	25	0,14	22	0,11	20	0,10	19	0,09	18	0,08	18
10	3,6	0,20	27	0,17	23	0,14	21	0,12	19	0,11	18	0,10	18

Bảng 5: Các yêu cầu đối với bê tông cốt thép trong môi trường nước

Mức tác động xâm thực của môi trường nước đối với bê tông cốt thép	Bậc yêu cầu về độ bền nứt (tỉ số) và độ mở rộng giới hạn (mm) (mẫu số) x của các khe nứt				Chiều dày lớp bê tông bảo vệ xx (mm) không nhỏ hơn	Độ chặt của bê tông của kết cấu có cốt thép nhóm		
	Cốt thép nhóm A-I, A-II, A-III B không căng trước	Cốt thép căng trước nhóm xxxxx						
		A-IV	A _T , A _T -IV, A _T -V, A _T -VI	B-II, B _p -II và các sản phẩm từ chúng		A-I, A-II, A-III, A-IV, B-I	B-II, B _p -II và các sản phẩm từ chúng	A _T -IV, A _T -V, A _T -VI, A-V
Xâm thực yếu	— 0,15(0,20)	3 0,10(0,15)	2 — (0,10)	2 — (0,10)	25	xxx cao	xxx cao	cao
Xâm thực trung bình	— 0,10(0,15)	3 0,05(0,10)	1 —	2 ^{xxx} — (0,05)	30	cao	cao	Đặc biệt cao
Xâm thực mạnh	— 0,05(0,10)	2 — (0,05)	Không cho phép sử dụng	1 —	35	Đặc biệt cao	Đặc biệt cao	Không cho phép sử dụng

Chú thích bảng 5 phụ lục 5

(x) ở mẫu số là chiều rộng khe nứt bị mở rộng sau 1 thời gian dài, trong ngoặc là chiều rộng khe nứt bị mở rộng sau 1 thời gian ngắn.

(**) Chiều dày lớp bê tông bảo vệ được đưa ra đối với kết cấu có thể làm lại lớp bảo vệ trong quá trình khai thác, đối với kết cấu không thể làm lại lớp bảo vệ (móng, cọc) lớp bảo vệ phải lấy dày hơn 5mm so với số liệu trong bảng. Chiều dày lớp bảo vệ đối với cốt thép phía dưới của móng liên khối khi không có lớp bê tông lót phải lấy không nhỏ hơn 80mm, còn khi có lớp lót phải lấy dày hơn 15 so với số liệu ghi trong bảng.

(xxx) Khi dùng cốt thép tráng kẽm, cho phép dùng bê tông có độ chặt bình thường.

(xxxx) Khi đường kính của thép sợi nhỏ hơn 4mm kết cấu phải thuộc vào bậc yêu cầu thứ 1 về độ bền nứt hoặc phải sử dụng cốt thép tráng kẽm.

(xxxxx) Không cho phép sử dụng kết cấu ứng suất trước với loại cốt thép nhóm A-V, A_T-IV, A_T-V khi có tác động của các axit, của các muối nitric, muối clorua, muối sunfôxianua.

Các yêu cầu trong bảng này phải được tuân thủ khi thiết kế các kết cấu bằng bê tông nặng và bằng bê tông cấu tạo nhẹ có cùng độ chặt.

PHỤ LỤC 6

Bảng 1: Các đặc trưng của bê tông để tính toán kết cấu theo tác động nhiệt và độ ẩm

Tên các đặc trưng vật lý nhiệt ẩm của bê tông	Ký hiệu	Trị số	Đơn vị đo lường
1. Hệ số dẫn dài	α	1.10^{-5}	1/độ
2. Hệ số dẫn nhiệt:	λ		
- trong thời kỳ thi công: ~		2,2	Kcal/m.giờ.độ
- trong thời kỳ khai thác		1,7	-nt-
3. Nhiệt dung riêng	C	0,24	Kcal/kg.độ
4. Hệ số truyền nhiệt độ	a_T	4.10^{-3}	m ² /giờ
5. Hệ số toả nhiệt từ mặt thoáng của bê tông	β		
- vào không khí		20	Kcal/m ² .giờ.độ
- vào phía trong của khe nối rộng giống, các tấm giữ nhiệt		6 + 10	-nt-
- nằm trong nước		∞	-nt-
6. Hệ số co ngót theo chiều dài	a_V	3.10^{-2}	$\frac{\text{mm}}{\text{mm}}$ G/G
7. Hệ số trương nở theo chiều dài	a_{H1}		
- Ở độ ẩm bão hòa nước của bê tông		3.10^{-2}	$\frac{\text{mm}}{\text{mm}}$ G/G
- khi bê tông tiếp xúc trực tiếp với nước		5.10^{-3}	-nt-
8. Hệ số khuếch tán độ ẩm	α_b	5.10^{-6}	m ² /giờ
9. Hệ số thoát ẩm từ mặt thoáng của bê tông vào không khí	β_b	2.10^{-4}	m/giờ

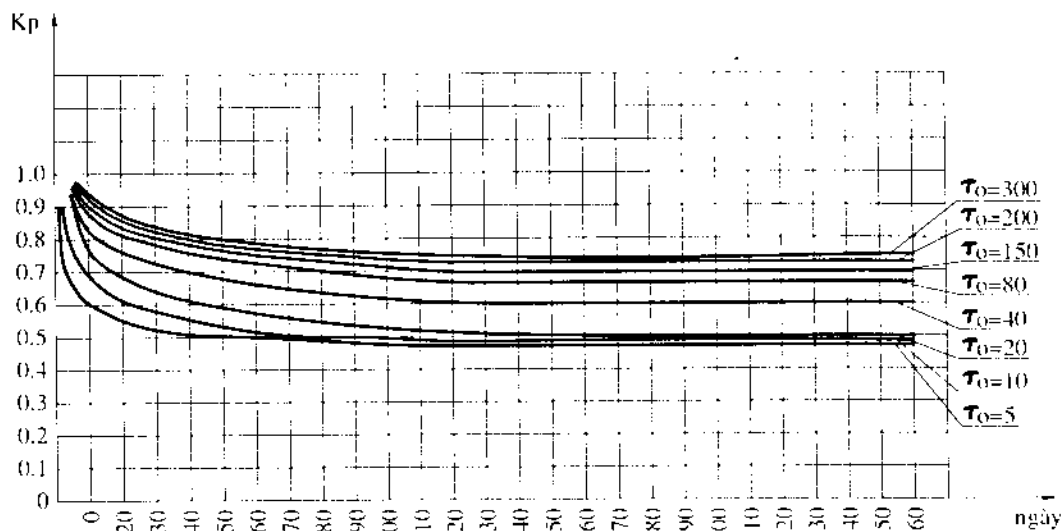
Bảng 2: đặc trưng nhiệt của bê tông

Loại xi măng	Mác xi măng	Độ toả nhiệt của bê tông kcal trên 1 kg xi măng, trong thời gian (ngày đêm)			
		3	7	28	0
Xi măng poóc lăng	M 500	70	80	92	95
	M400	60	70	82	85
	M300	50	60	70	72
Xi măng – puzolan – poóc lăng	M400	50	63	75	80
	M300	42	55	65	67
Xi măng poóc lăng - xi	M400	50	63	77	80
	M300	42	55	65	67

Chú thích. Khi thực hiện các tính toán đối với công trình cấp I các đặc trưng toả nhiệt của bê tông trong bảng 2 phụ lục 6 cần được chính xác hoá bằng các kết quả nghiên cứu.

PHỤ LỤC 7

Biểu đồ về sự thay đổi các trị số trung bình của các hệ số chùng ứng suất nhiệt
(τ_0 – tuổi bê tông)



PHỤ LỤC 8

Các ký hiệu chữ chủ yếu

- Nội lực do các tải trọng và tác động bên ngoài tại mặt cắt ngang của bộ phận:

M – mô men uốn;

N – lực dọc;

Q – Lực cắt

M_k - Mô men xoắn

- Các đặc trưng của vật liệu:

R_{np} , R_{npl} – lần lượt là cường độ chịu nén dọc trục tính toán của bê tông ở trạng thái giới hạn nhóm thứ nhất và nhóm thứ II;

R_p , R_{pl} – lần lượt là cường độ chịu kéo, dọc trục tính toán của bê tông ở trạng thái giới hạn nhóm thứ I và nhóm thứ II;

R_a – cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép ở trạng thái giới hạn nhóm thứ I;

a) của cốt thép dọc

b) của cốt thép ngang khi tính toán các mặt cắt nghiêng so với trục dọc của bộ phận theo tác dụng của mô men uốn.

R_{ax} – cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép ngang đối với trạng thái giới hạn nhóm thứ I, khi tính toán các mặt cắt nghiêng so với trục dọc của bộ phận theo tác dụng của lực ngang;

R_{uc} – cường độ chịu nén tính toán của cốt thép đối với các trạng thái giới hạn nhóm thứ I;

R_{all} – cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép đối với các trạng thái giới hạn nhóm thứ II;

E_b – mô đun đàn hồi ban đầu khi chịu nén và kéo của bê tông;

E_a – môđun đàn hồi của cốt thép;

n – tỷ số của môđun đàn hồi của cốt thép E_a và của bê tông E_b .

Các đặc trưng vị trí của cốt thép dọc trong mặt cắt ngang của bộ phận

A ký hiệu cốt thép dọc:

- Đối với bộ phận chịu uốn, nằm ở vùng chịu kéo do tác dụng của ngoại lực;
- Đối với bộ phận chịu nén nằm trong vùng chịu kéo do tác dụng của ngoại lực hoặc ở phía chịu nén ít hơn của mặt cắt;
- Đối với bộ phận chịu kéo lệch tâm: nằm gần điểm đặt của ngoại lực dọc nhất
- Đối với bộ phận chịu kéo đúng tâm: tất cả các cốt thép trong mặt cắt ngang của bộ phận.

A' ký hiệu cốt thép dọc:

- Đối với các bộ phận chịu uốn: nằm trong vùng chịu nén do tác dụng của các ngoại lực;
- Đối với các bộ phận chịu nén nằm trong vùng chịu nén do tác dụng của các ngoại lực hoặc ở phía chịu nén nhiều hơn của mặt cắt;
- Đối với bộ phận chịu kéo lệch tâm: nằm xa điểm đặt của ngoại lực kéo hơn;

Các đặc trưng hình học

b – chiều rộng của mặt cắt hình chữ nhật, chiều rộng sườn (bản bụng) của mặt cắt hình chữ T hoặc chữ I;

h – chiều cao của mặt cắt hình chữ nhật, chữ T, I;

a và a' lần lượt là khoảng cách từ hợp lực trong cốt thép A và A' đến mép gần nhất của mặt cắt;

h_0, h_0' – chiều cao làm việc của mặt cắt ($h_0 = h - a; h_0' = h - a'$);

x – chiều cao vùng chịu nén của mặt cắt bê tông;

ξ – chiều cao tương đối của vùng chịu nén của bê tông;

e_0 – độ lệch tâm của lực dọc N đối với trọng tâm của mặt cắt qui đổi;

e và e' lần lượt là khoảng cách từ điểm đặt của lực dọc N đến hợp lực trong cốt thép A và A';

d – đường kính danh nghĩa của thanh cốt thép;

F – diện tích toàn bộ bê tông trong mặt cắt ngang;

F_b – diện tích mặt cắt vùng chịu nén của bê tông;

J_n – mô men quán tính của mặt cắt ngang qui đổi của bộ phận đối với trọng tâm của nó;

W_p và W_c lần lượt là mô men kháng đối với mép chịu kéo và mép chịu nén;

F_a – diện tích mặt cắt cốt thép dọc A;

$F_{a'}$ – diện tích mặt cắt cốt thép dọc A';

S_b – mô men tĩnh của diện tích mặt cắt vùng chịu nén của bê tông đối với điểm đặt của hợp lực trong cốt thép A;

S_a và $S_{a'}$ – lần lượt là mô men tĩnh của diện tích mặt cắt của toàn bộ cốt thép dọc đối với điểm đặt của hợp lực ở trong cốt thép A và A'.

PHẦN II

CẤU TẠO CỐT THÉP CỦA CÁC KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP THỦY CÔNG

PHẠM VI ÁP DỤNG

Quy trình thiết kế cấu tạo cốt thép của các kết cấu bê tông cốt thép các công trình thủy công này nêu các yêu cầu cơ bản phải thực hiện khi thiết kế cốt thép các kết cấu của các bộ phận nằm dưới nước của các công trình thủy công.

Chú thích: - quy trình này không áp dụng để thiết kế cấu tạo cốt thép cho các kết cấu nằm trên mặt nước, các đập bê tông cốt thép, các cầu đường sắt, đường ô tô, các cống tiêu dưới đường ô tô, đường sắt.

Quy trình này gồm 3 phần và 3 phụ lục làm sáng tỏ các sơ đồ về bố trí cốt thép cho từng phần của công trình. Các nguyên tắc chung về cấu tạo và nối tiếp các cốt thép và kết cấu cốt thép, các yêu cầu về trình bày các bản vẽ thi công.

Từng phần của quy trình có xét đến đặc điểm của việc dùng các kết cấu cốt thép trong các công trình thủy công.

Việc thực hiện các yêu cầu của quy trình này khi thiết kế các kết cấu bê tông cốt thép sẽ bảo đảm các điều kiện chế tạo cốt thép được kinh tế, có chất lượng và các yêu cầu về tuổi thọ và sự làm việc đồng thời của cốt thép và bê tông.

CÁC CHỈ DẪN CHUNG

Để đảm bảo các điều kiện bố trí cốt thép một cách kinh tế và hợp lý cho các kết cấu bê tông và bê tông cốt thép khối lớn của các công trình thủy công (không có ứng suất trước) thì bên cạnh các yêu cầu của quy trình này còn phải tuân thủ các nguyên tắc dưới đây:

- Trong các kết cấu bê tông cốt thép chịu lực (tính toán) chủ yếu phải dùng loại cốt thép thanh cán nóng loại A-III, chỉ dùng cốt thép khác khi cốt thép loại A-III dùng không có hiệu quả;
- Vệc tăng diện tích mặt cắt cốt thép chịu lực so với diện tích tính toán phải được lập luận trong mỗi một trường hợp cụ thể, việc bố trí cốt thép theo chiều dài của bộ phận chịu uốn phải thực hiện theo biểu đồ vật liệu (xem hình III-1) và không được kéo dài cốt thép chịu lực một cách quá thừa vào vùng không chịu lực;
- Các sơ đồ tính toán kết cấu phải gắn sát với điều kiện làm việc thật của công trình (trong thành phần các tính toán phải dựa vào các nguyên tắc cơ bản về tính toán độ bền, các số liệu ban đầu các trường hợp tính toán, tải trọng tính toán và các tổ hợp của chúng, phương pháp tính toán);
- Thông thường không được phép tăng mặt cắt cốt thép để chịu tác động của nhiệt. Để đạt được mục đích này phải sử dụng tối đa các biện pháp cấu tạo, phải quy định trình tự đổ bê tông phải nghiên cứu cắt thành các khối đổ để giảm các ứng suất co ngót-nhiệt, v.v... Trong các tính toán về độ bền cần xét đến việc giảm độ cứng của kết cấu do sự hình thành các khe nứt;
- Không được phép tăng cốt thép chịu lực lên một cách quá đáng để chịu áp lực đẩy ngược của nước trong mặt cắt bê tông và trong các khe đổ bê tông. Để đạt được mục đích này cần

phải sử dụng một cách tối đa các biện pháp cấu tạo và các biện pháp kỹ thuật thi công khác nhau tạo khả năng nâng cao độ chống thấm của bê tông và giảm áp lực đẩy ngược của nước, dùng bê tông có tính chống thấm cao ở phía mặt chịu áp lực của nước và các mặt ngoài (đặc biệt trong vùng có mực nước thay đổi), áp dụng các chất phụ gia hoạt tính để trộn vào bê tông (tạo khí, hoá dẻo...); cách nước cho các mặt ngoài của kết cấu; ép bê tông ở phía các mặt chịu áp hoặc các mặt ngoài của công trình chịu kéo khi vận hành;

- Phải giảm số lượng cốt thép lắp ráp bằng cách sử dụng tối đa cốt thép chịu lực vì cốt thép phân bố để tạo độ cứng cần thiết cho kết cấu cốt thép;
- Việc tính toán các kết cấu dạng bản chịu áp lực cắt làm việc không gian và trên nền đàn hồi phải được thực hiện theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép thủy công (điều 3-26) tạo khả năng giảm số lượng cốt thép ngang so với các kết cấu rầm.
- Nhằm mục đích giảm khối lượng thép tấm, là loại vật liệu khan hiếm nên sử dụng nó trong các kết cấu đường dẫn nước và các buồng xoắn phối hợp với cốt thép gai có cường độ cao (kết cấu thép – bê tông cốt thép).
- Việc xác định lượng cốt thép tối ưu của các bộ phận kết cấu phải được luận chứng bằng tính toán kinh tế kỹ thuật.

1. CÁC SƠ ĐỒ BỐ TRÍ CỐT THÉP CỦA CÔNG TRÌNH

1.1. CÁC QUY ĐỊNH CHUNG

1.1.1. Các yếu tố sau đây có ảnh hưởng đến việc lựa chọn sơ đồ bố trí cốt thép của công trình:

- Các điều kiện làm việc tĩnh của công trình;
- Loại, nhiệm vụ và các đặc điểm cấu tạo của công trình (đúc tại chỗ, lắp ghép, vừa lắp ghép vừa đổ tại chỗ);
- Sơ đồ tổ chức các công tác thi công bê tông và bê tông cốt thép;
- Trình tự thi công;
- Hình thức kết cấu cốt thép (pakét, lưới, khung thép, giàn cốt thép, khối cốt thép,...).

1.1.2. Cốt thép của các kết cấu bê tông cốt thép phải được ưu tiên sử dụng ở dạng các kết cấu cốt thép như: giàn cốt thép pakét cốt thép, khung hàn và lưới hàn. Nên dự kiến sử dụng các khung cốt thép không gian (khối cốt thép) cũng như các panen cốt thép chứa một phần hoặc có toàn bộ các cốt thép chịu lực của phần tử kết cấu.

1.1.3. Khi xây dựng công trình bằng bê tông đúc tại chỗ, để lắp đặt cốt thép của các phần tử thẳng đứng và nằm ngang nên sử dụng các dầm bê tông cốt thép đúc sẵn, các giàn cốt thép chịu lực và các khối cốt thép có treo ván khuôn.

1.1.4. Khi xây dựng công trình bản bê tông đúc tại chỗ lắp ghép có dùng các kết cấu panen cốt thép, thì việc bố trí cốt thép của các phần tử thẳng đứng và của các kết cấu sàn được đơn giản đi rất nhiều vì có thể thay thế các giàn cốt thép và khối cốt thép bằng các pakét và lưới để làm cốt cho các bản và rầm chịu lực tạo hình.

1.2. CÁC SƠ ĐỒ ĐỀ NGHỊ BỐ TRÍ CỐT THÉP CHO CÁC BỘ PHẬN CÔNG TRÌNH

Bố trí cốt thép các tấm móng

1.2.1. Việc bố trí cốt thép tấm móng nên được thực hiện theo 3 sơ đồ sau:

- a) Bố trí cốt thép tách rời giữa lớp trên và lớp dưới của tấm móng (hoặc chỉ có lớp trên) dưới dạng lưới hoặc pakét cốt thép, tùy thuộc vào nhiệm vụ làm việc của tấm móng, vị trí và đặc điểm chịu lực của nó;

- b) Liên kết tất cả các cốt thép chịu lực thành giàn cốt thép: cốt xiên và cốt chịu lực theo hướng thẳng góc với dòng chảy. Các cốt chịu lực theo hướng dòng chảy nên bố trí dưới dạng các pakét lớn;
- c) Liên kết các cốt xiên và một phần các cốt thép tính toán trong hướng thẳng góc với dòng chảy thành các giàn cốt thép và liên kết toàn bộ các cốt thép dọc theo hướng dòng chảy thành các pakét hoặc các lưới cốt thép.

Các phần tử không có cốt thép ngang (cốt đai và cốt xiên) được đặt cốt thép theo sơ đồ “a”.

Các phần tử có chiều cao nhỏ được đặt cốt thép theo sơ đồ “b”.

Việc lắp đặt cốt thép theo sơ đồ “c” được thực hiện theo từng tầng đổ bê tông. Vì không đặt lưới cốt thép bên trên khi chưa đổ bê tông tầng trên nên việc đổ bê tông tầng dưới được thuận lợi hơn.

Thông thường không được lắp đặt các chế phẩm cốt thép (các lưới, khung) vào khối đúc trong quá trình đang đúc bê tông.

Để thuận lợi cho việc đúc bê tông (việc đi lại của công nhân, rót vữa bê tông) ở các lưới phía trên nên chừa lại các ô trống (cửa sổ) 70x70cm và có vị trí trên mặt bằng phù hợp với sơ đồ thi công.

Bố trí cốt thép các kết cấu thẳng đứng

1.2.2. Các phần tử thẳng đứng của các kết cấu bê tông cốt thép nên bố trí cốt thép theo các sơ đồ sau:

- a) Các giàn cốt thép thẳng đứng với các pakét cốt thép nằm ngang;
- b) Các giàn cốt thép nằm ngang và nghiêng với các pakét cốt thép thẳng đứng;
- c) Các khối cốt thép trong đó liên kết toàn bộ các cốt thép chịu lực theo tất cả các hướng;
- d) Các panen cốt thép, bao gồm các cốt thép chịu lực theo 2 hướng, các panen cốt thép ghép đôi hoặc một phía tùy thuộc vào sức nâng của cần cẩu, gối lên giàn cốt thép thẳng đứng hoặc lên cột chống xiên;

Việc bố trí cốt thép của các phần tử thẳng đứng của công trình bằng các panen cốt thép gồm các thanh có đường kính lớn hơn 40mm được thực hiện bằng cách đặt các kết cấu lắp ráp (các cột) được liên kết bằng các xà dọc làm bằng thép hình chữ L hoặc U trên đó có treo các pakét thẳng đứng.

Trong ba sơ đồ bố trí cốt thép “a”, “b”, “c”, sơ đồ tốt nhất đối với các phần tử thẳng đứng khối lớn là sơ đồ “c” với việc sử dụng các khối cốt thép, đồng thời trọng lượng cốt thép lắp ráp bằng khoảng 5 đến 10%; việc lắp ráp các kết cấu sẽ được tăng nhanh đáng kể nếu dùng tối đa sức nâng của cần cẩu.

Ở sơ đồ “a” với việc sử dụng các giàn cốt thép thẳng đứng, cốt thép lắp ráp sẽ bằng khoảng $2 \div 15\%$.

Ở sơ đồ “b” với việc sử dụng các giàn cốt thép nằm ngang và nghiêng cốt thép lắp ráp sẽ bằng khoảng 18 – 22%.

Việc dùng các panen cốt thép ghép đôi theo sơ đồ “d” có các ưu điểm của khối cốt thép và loại trừ được sự bất buộc phải lắp dựng các ván khuôn riêng và tháo dỡ các ván khuôn đó.

Bố trí cốt thép các tấm sàn

1.2.3. Nên thực hiện việc đúc bê tông sàn bằng:

- a) Các bộ phận bê tông cốt thép lắp ghép chịu lực (các rầm có mặt cắt hình chữ T);

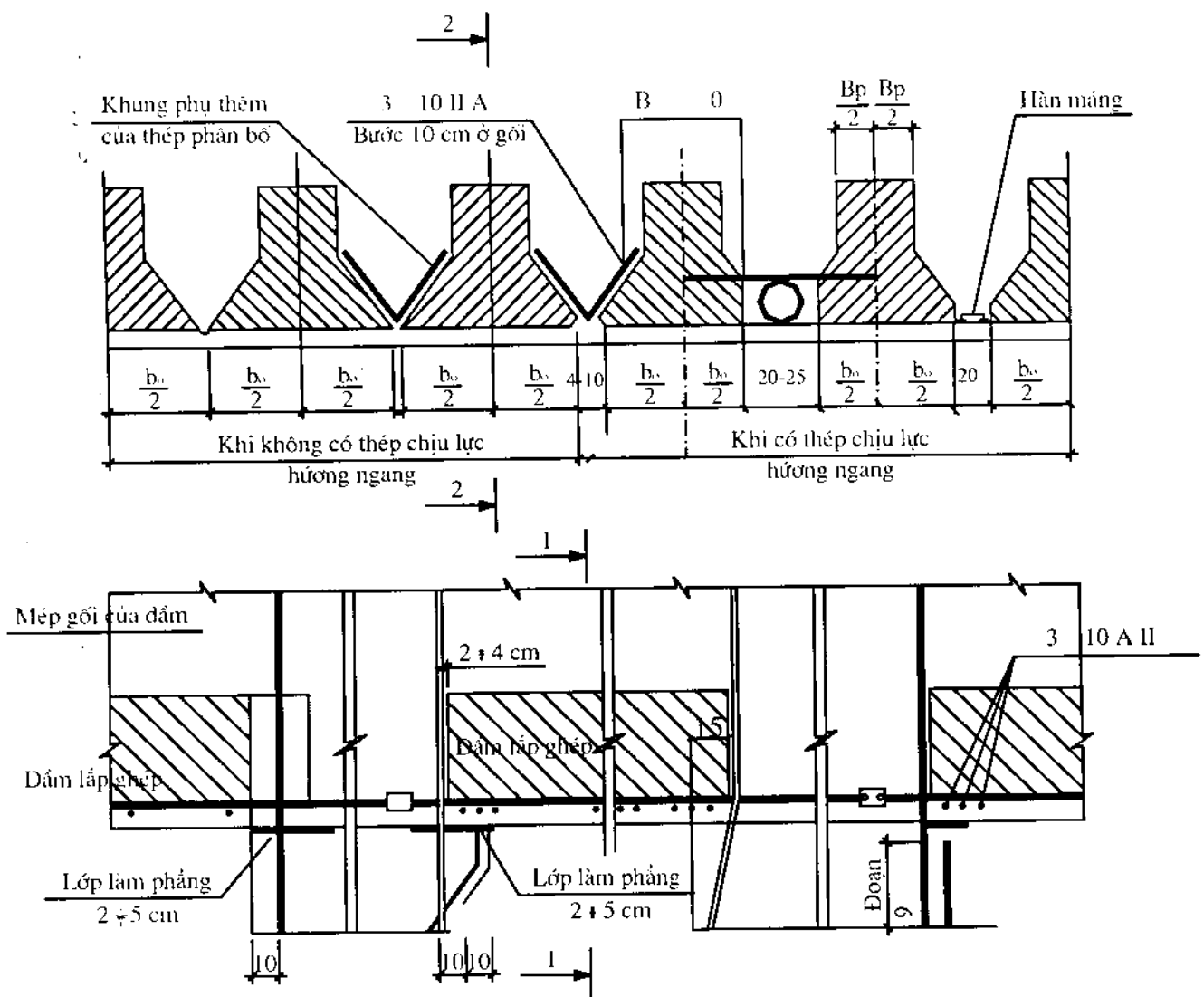
b) Các giàn cốt thép chịu lực có ván khuôn treo vào thanh đai dưới của giàn hoặc đổ bê tông bọc thanh đai dưới.

Việc thi công kết cấu sàn trên các cột gỗ chống phải loại bỏ trong thiết kế và thi công vì không kinh tế và tốn nhiều công.

1.2.4. Nên sử dụng các rầm bê tông cốt thép lắp ghép chịu lực có mặt cắt chữ T (hình vẽ 1-1) để chịu trọng lượng của vữa bê tông khi tiến hành thi công sàn, rầm tường ngược và rầm cầu trục của nhà trạm thủy điện và của các công trình thủy công khác.

Việc sử dụng các rầm bê tông cốt thép lắp ghép là rất có hiệu quả vì nó cho phép không phải sử dụng các giàn giáo chuyên dùng và cho khả năng tiết kiệm thép so với việc sử dụng các giàn thép chịu lực với thanh đai dưới bọc bê tông, do loại bỏ được thép ở các thanh đai trên, và loại bỏ được các thanh chéo của giàn.

Các kết cấu lắp ghép – đúc tại chỗ được tính toán về độ bền về sự hình thành và mở rộng các khe nứt và về biến dạng theo hai đoạn làm việc của kết cấu sau:



Hình 1-1: Kết cấu các rầm bê tông cốt thép lắp ghép chịu lực có mặt cắt chữ T

- a) Trước khi bê tông đúc tại chỗ đạt được độ bền đã quy định chịu tác động của trọng lượng bản thân của bê tông đổ và của các tải trọng khác tác dụng trong giai đoạn thi công này;
- b) Sau khi bê tông đúc tại chỗ đạt được độ bền đã định, chịu tác động của các tải trọng tác dụng khi khai thác kết cấu.

Ngoài việc tính toán độ bền, cần kiểm tra trị số độ mở rộng các khe nứt và độ võng, nghĩa là phải tính toán kết cấu theo nhóm trạng thái giới hạn thứ hai.

Đối với các công trình thủy công khối lớn, thường trị số độ võng không xác định được (vì quá nhỏ) do đó theo nhóm trạng thái giới hạn thứ hai, chỉ bắt buộc kiểm tra độ mở rộng của các khe nứt.

- 1.2.5. Khi cần thiết, phần thép chờ của các thanh cốt thép dọc thò ra ngoài rầm lắp ghép được tăng cường tương ứng với kết quả tính toán theo tải trọng khai thác.

Khi có cốt thép tính toán (chịu lực) bố trí theo hướng khác thì việc nối cốt thép này được thực hiện bằng cách hàn chồng hoặc bằng nối vòng. Khi đó giữa các rầm phải bố trí các khe hở có chiều rộng $10 \div 25\text{cm}$; các khe này được bịt kín bằng các tấm nẹp có vật làm kín nước. Khi không có cốt thép tính toán theo hướng khác thì cốt thép phân bố được đặt trong phạm vi $10 \div 15\%$ cốt thép dọc chịu lực.

Nên đặt các rầm trên mặt kê đã được làm phẳng. Diện tích kê này được xác định từ tính toán chịu nén cục bộ.

Để thuận tiện cho thi công chiều sâu kê rầm được lấy bằng $12 \div 20\text{cm}$, ở mỗi phía của rầm.

Để loại trừ sự phá vỡ đoạn bản cánh ở gối của các phần tử lắp ghép, trong mỗi đầu rầm phải đặt 3 thanh cốt đai bằng thép nhóm A-II, $\phi 10\text{mm}$ và bước bằng 10 cm.

Nên đánh xôm mặt tiếp xúc để tăng dính kết giữa rầm lắp ghép và bê tông đúc tại chỗ.

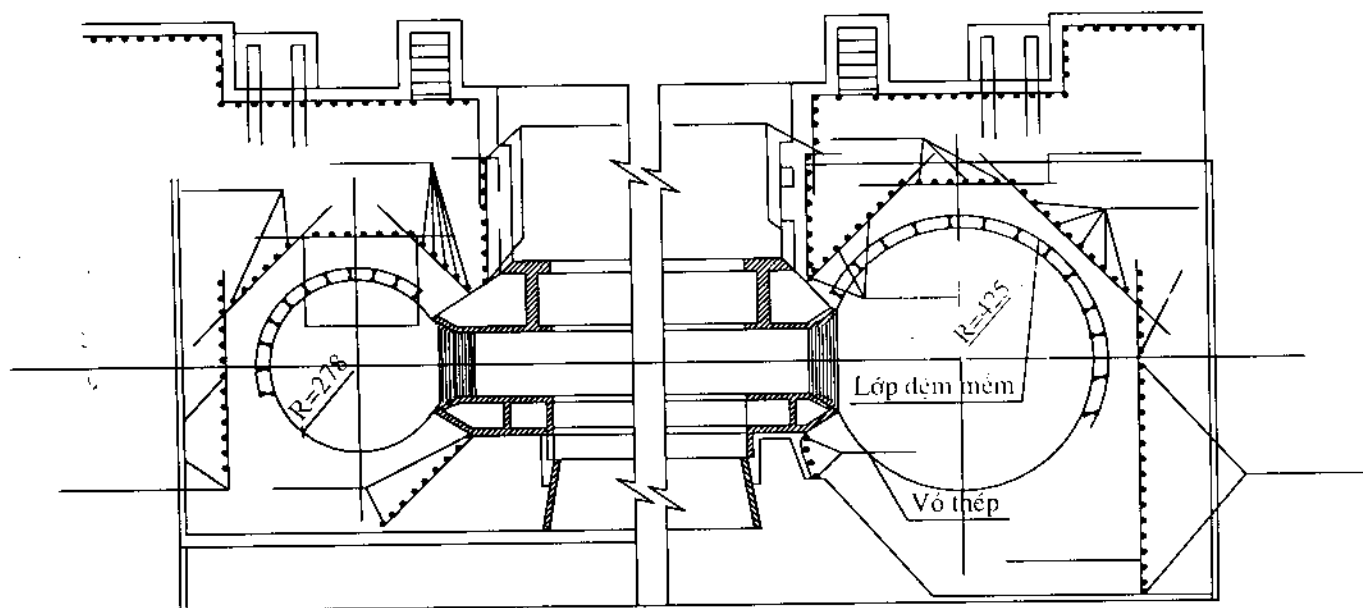
- 1.2.6. Nếu theo các lý do cấu tạo và công nghệ đã được khẳng định bằng các kết quả phân tích kinh tế kỹ thuật mà cho thấy việc dùng các giàn cốt thép chịu lực là hợp lý hơn thì phải tính toán chúng theo hai giai đoạn làm việc (xem phụ lục 2).

Bố trí cốt thép buồng xoắn và đường dẫn nước

- 1.2.7. Với cột nước từ 30 đến 40 m các buồng xoắn có mặt cắt hình thang, các tường và sàn buồng xoắn được bố trí cốt thép riêng rẽ theo các chỉ dẫn trong các điều 1.2.2 ÷ 1.2.6 của quy trình này.
- 1.2.8. Buồng xoắn của các nhà máy thủy điện cột nước cao được thiết kế với mặt cắt tròn và có thể có 3 kiểu kết cấu:
 - Kết cấu thép (hình 1-2);
 - Kết cấu hỗn hợp với sự làm việc đồng thời của vỏ thép với bê tông của toàn khối tổ máy (hình 1-3);
 - Kết cấu hỗn hợp với sự làm việc đồng thời của vỏ thép và vùng bê tông cốt thép dày $70 \div 100\text{cm}$, bao quanh vòng bê tông cốt thép này là một lớp đệm mềm để tách nó khỏi khối tổ máy (hình 1-4).
- 1.2.9. Buồng xoắn kết cấu thép chia hoàn toàn áp lực nước là kết cấu tin cậy, hợp lý và đơn giản nhất khi có thể chế tạo nó từ các loại thép thường. Trong loại buồng xoắn này, cốt thép của khối tổ máy được bố trí theo cấu tạo bằng các lưới cốt thép nhóm A-II (hình 1.2).

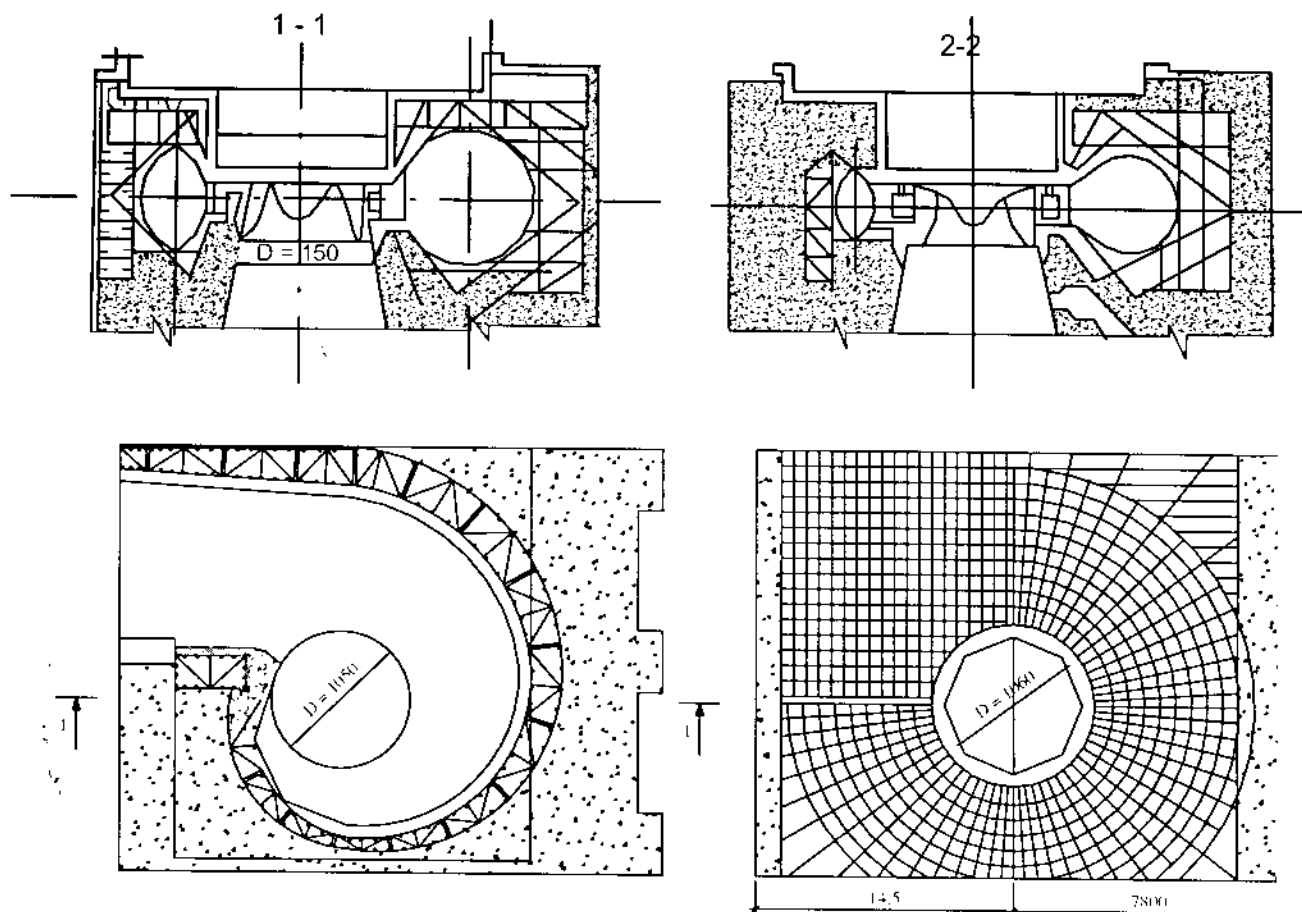
- 1.2.10. Khi kích thước buồng xoắn lớn và cột nước cao đòi hỏi phải sử dụng thép có độ bền cao, nhưng vì do khan hiếm loại thép này và vì công nghệ hàn chúng có nhiều khó khăn trong điều kiện ở công trường, nên thiết kế buồng xoắn theo kiểu kết cấu hỗn hợp.
- 1.2.11. Các buồng xoắn có vỏ thép nằm trong khối bê tông cốt thép của khối tổ máy và không bị tách khỏi khối tổ máy bằng lớp đệm mềm thì được bố trí cốt thép dưới dạng khung cốt thép bằng thép có gờ (thép gai).

Các khung cốt thép được phân chia ra làm 2 loại theo vị trí đặt chúng: loại khung thẳng đứng; loại khung nằm ngang.



Hình 1-2. Sơ đồ bố trí cốt thép buồng xoắn, có vỏ thép tách khỏi bê tông khối tổ máy bằng lớp đệm mềm.

- 1.2.12. Trong các buồng xoắn bằng vỏ thép và vòng bê tông cốt thép được tách khỏi bê tông của khối tổ máy bằng lớp đệm mềm, vòng bê tông cốt thép được bố trí các lưới cốt thép cách nhau $25 \div 40$ cm. Lưới cốt thép phía dưới được đặt cách vỏ thép 20 cm. Cốt thép vòng của các lưới được hàn vào các sườn của xtato (hình 1-4).
- 1.2.13. Các nhà máy thủy điện có cột nước đến 60m và lưu lượng đến $100\text{m}^3/\text{s}$ được phép sử dụng các đường dẫn nước bằng bê tông cốt thép có mặt cắt hình chữ nhật và tròn, không có lớp vỏ thép chống thấm ở phía trong (hình 1-5a,b). Trong trường hợp này thành ống phải có chiều dày lớn để tránh dò nước.

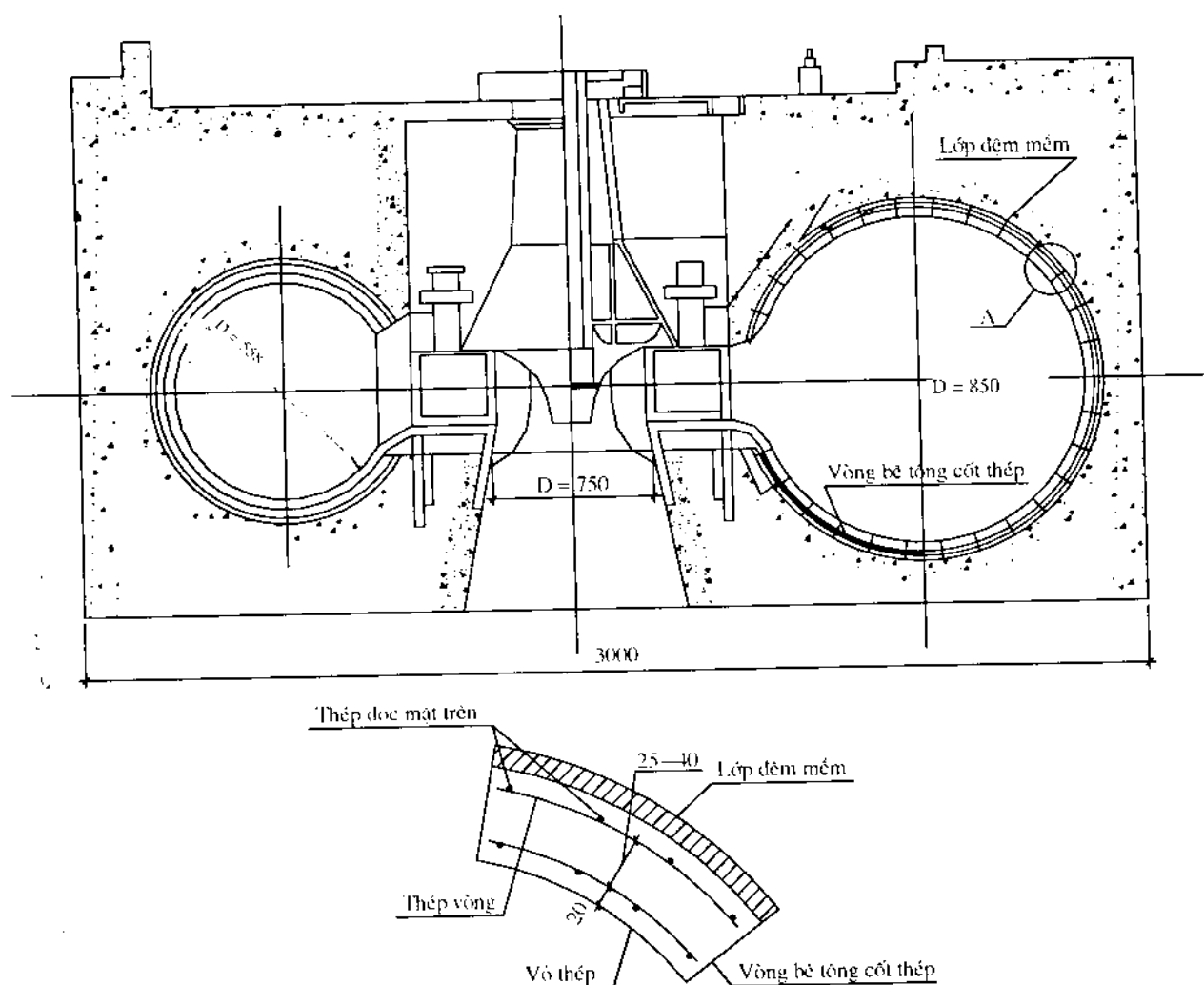


Hình 1-3. Sơ đồ bố trí cốt thép của buồng xoắn kiểu hỗn hợp vô thép làm việc đồng thời với bê tông khối tổ máy

Khi cột nước lớn và để giảm chiều dày của các thành đường dẫn nước nói trên cho phép dùng vô thép. Khi đó lớp vỏ thép được hoàn toàn tính đến trong tính toán độ bền như là làm việc đồng thời với cốt thép vòng của mặt cắt bê tông cốt thép. Điều này tiết kiệm một số lượng đáng kể cốt thép thanh. Cốt thép và vỏ thép là các phần chịu lực chủ yếu về độ bền theo hướng ngang và hướng dọc. Không đặt ra yêu cầu bền nứt đối với bê tông của đường dẫn nước, chỉ cần kiểm tra độ mở rộng của các khe nứt. Điều này trong mức độ đáng kể dẫn đến việc giảm chiều dày của thành đường dẫn nước và tạo khả năng sử dụng những đường dẫn nước này với lưu lượng và cột nước rất lớn.

Loại đường dẫn nước kể trên có độ bền cao đáng tin cậy và thuận tiện trong quản lý vận hành v.v...

Việc bố trí cốt thép thành các loại đường dẫn nước kể trên được thực hiện bằng các khung cốt thép, các khối cốt thép làm bằng cốt thép có gờ.



Hình 1-4. Sơ đồ bố trí cốt thép của buồng xoắn, gồm vỏ thép và vòng bê tông cốt thép được tách khỏi bê tông tổ máy bởi một lớp đệm mềm.

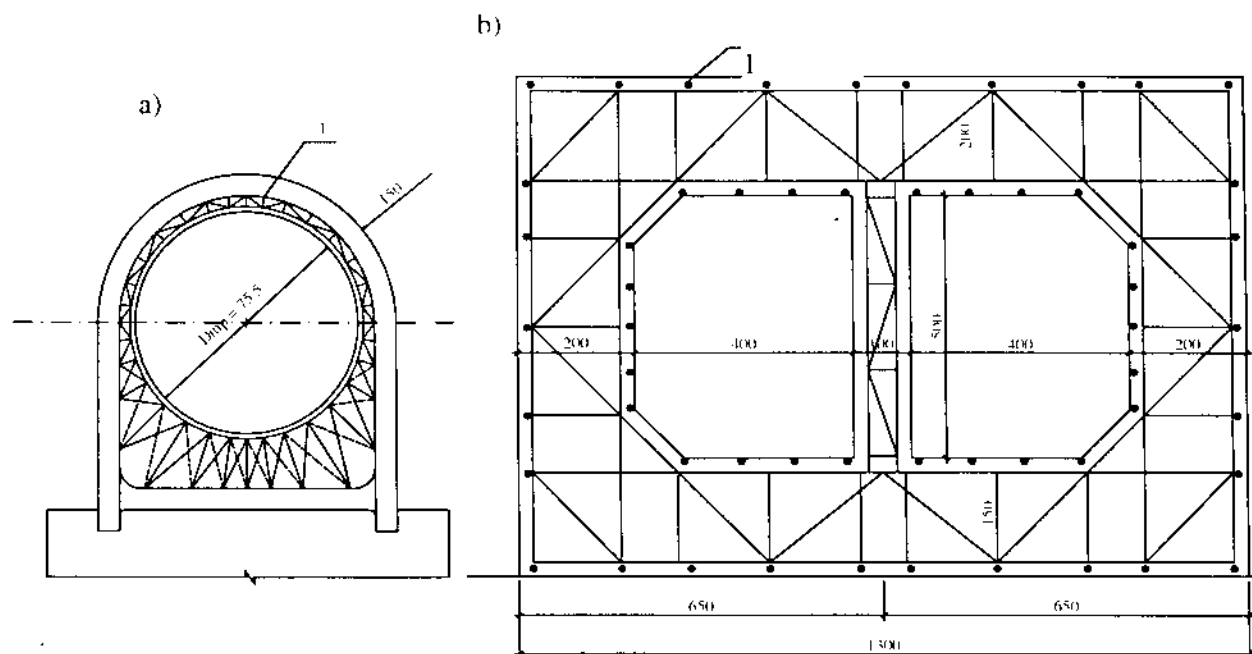
- 1.2.14. Khi thiết kế đường dẫn nước vào tua bin với kết cấu thép bê tông cốt thép mà sự làm việc đồng thời của cốt thép và vỏ thép đã được bảo đảm thì chiều dày của vỏ thép phải lấy tối thiểu theo điều kiện lắp ráp và vận chuyển.

Bố trí cốt thép của các giếng của máy phát (hình 1- 6)

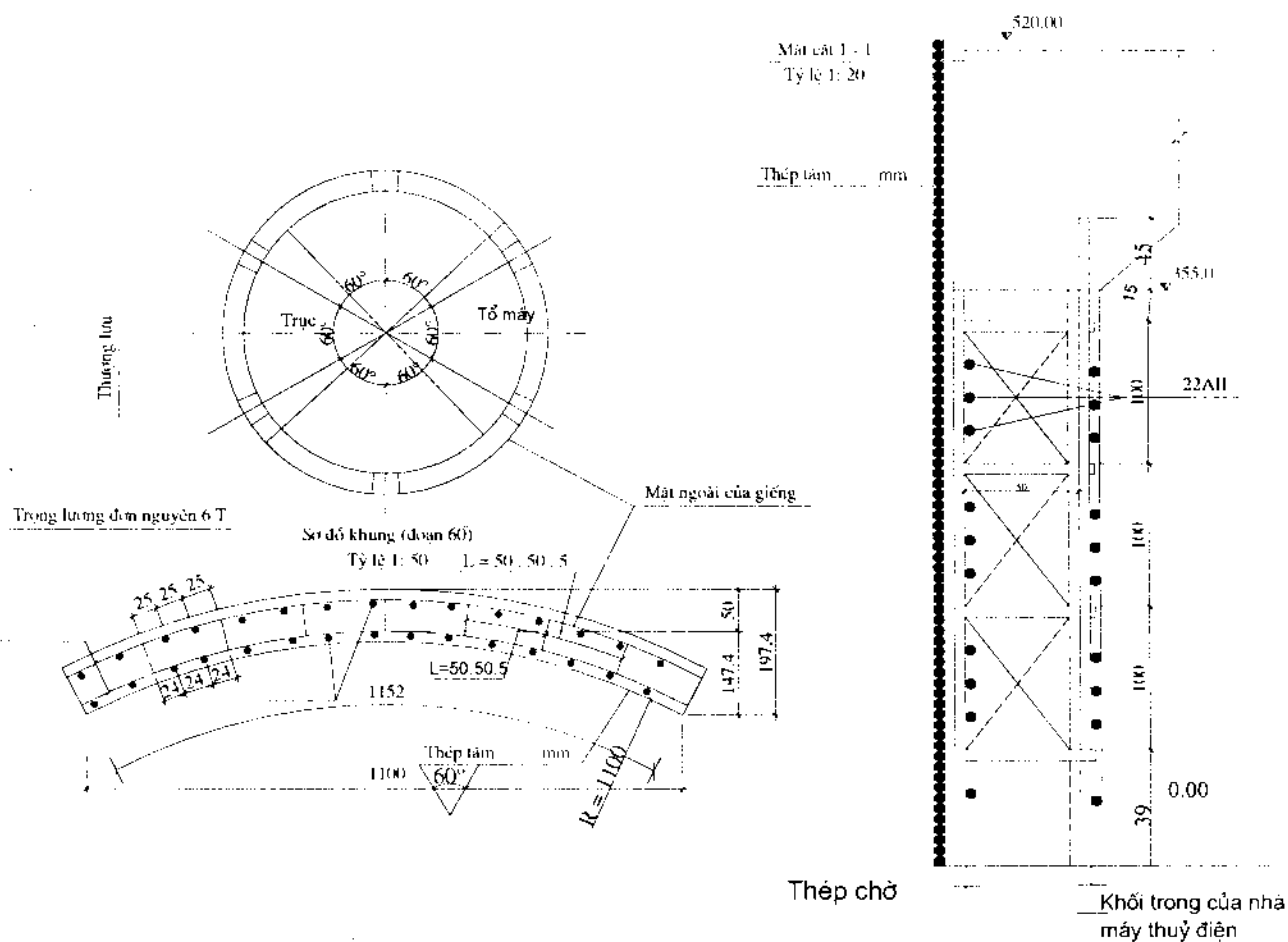
- 1.2.15. Cốt thép giếng máy phát được bố trí hai lớp theo chu vi: cốt thép vòng và cốt thép thẳng đứng. Các vùng có ứng suất lớn nhất khi cần thiết được bố trí cốt thép ngang chịu lực; xung quanh các lỗ ở trong giếng được bố trí cốt thép bù bổ sung theo các yêu cầu của 3.2.24 trong quy trình này.

Để công nghiệp hoá tối đa công tác xây dựng, nên thiết kế cốt thép giếng dưới dạng khung cốt thép vòng.

Việc sử dụng các khung cốt thép cho phép chuyển toàn bộ các công tác chính về gia công cốt thép về nhà máy, làm cho việc lắp ráp tại khối đúc trở thành tối thiểu và đảm bảo các sản phẩm cốt thép được chế tạo với chất lượng cao.



Hình 1-5. Sơ đồ bố trí cốt thép đường dẫn có các khung cốt thép
a) Mặt cắt tròn; b) Mặt cắt hình chữ nhật
1. Khung cốt thép

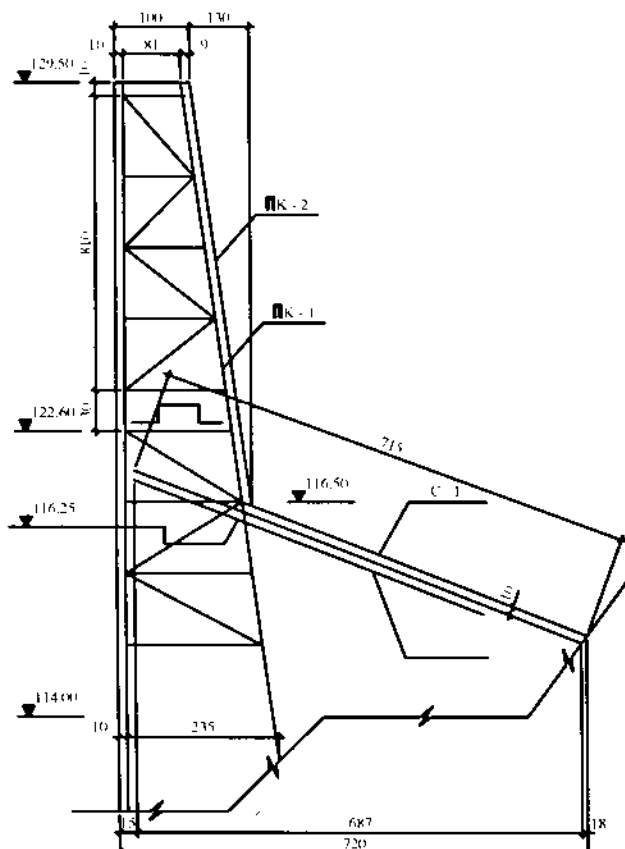


Hình 1- 6. Bố trí cốt thép giếng của máy phát của nhà máy thủy điện Krat-Snôi-a-Skai-a.

Trên hình (1-6) giới thiệu sơ đồ bố trí cốt thép giếng máy phát của nhà máy thủy điện Kraxnôia Skaiasia.

Khung được chế tạo hoàn toàn ở nhà máy và được cắt thành sáu phần (đoạn) rồi đưa tới chỗ lắp ráp.

Cơ sở của khung là các giàn thẳng đứng đặt hướng tâm cách nhau 0,75m theo chu vi vòng tròn, một giàn thép gồm 2 thép góc thẳng đứng được gia cường bằng các thanh giàn nằm ngang và chéo góc. Các cốt thép vòng nằm ngang được hàn vào bản cánh của các thép góc thẳng đứng của giàn. Các cốt thép thẳng đứng lại được hàn vào các cốt thép vòng nằm ngang.

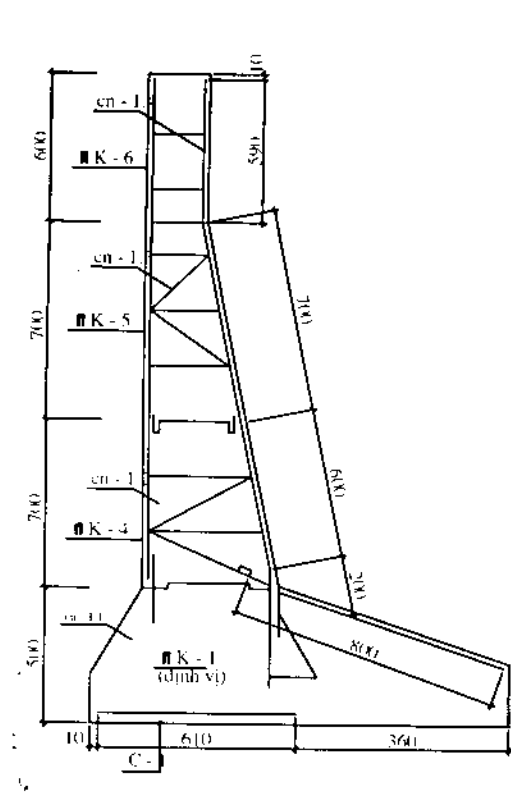


Hình 1-7. Sơ đồ bố trí cốt thép tường chắn đất cao 15,5m bằng các khung cốt thép (ΠK-pakét; C-lưới).

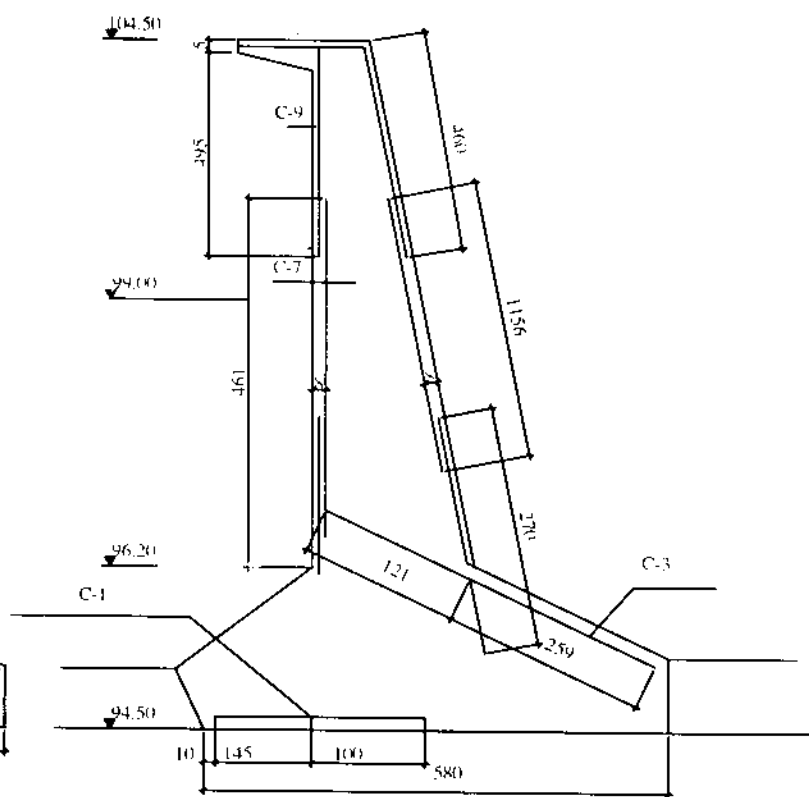
Để đảm bảo độ cứng cần thiết và độ bất biến hình của các đoạn (đơn nguyên) của khung khi vận chuyển, cần hàn thêm các liên kết tạm thời và sẽ bỏ chúng đi, sau khi hoàn thành công việc lắp ráp khung.

Bố trí cốt thép các kết cấu khối lớn và các tường chắn đất

- 1.2.16. Trong các kết cấu bê tông khối lớn của công trình thủy công: đập bản chống khối lớn; đập vòm cao và đập vòm trọng lực, các mô biên trọng lực khối lớn của đập và đầu các âu thuyền thường không cần xác định cốt thép tính toán. Điều nói trên không áp dụng đối với các phần tử sau: Trụ pin, phần đỉnh đập, tường chắn bản đáy... nghĩa là trong các phần tử này của công trình có thể phát sinh, do tác động của tải trọng ngoài, các ứng suất kéo lớn hơn các ứng suất tiêu chuẩn và các ứng suất kéo này phải do các cốt thép tính toán (chịu lực) tiếp chịu.



Hình 1- 8. Sơ đồ bố trí cốt thép của tường chắn đất cao 25m bằng khung cốt thép



Hình 1- 9. Sơ đồ bố trí cốt thép loại lưới cốt thép cho tường chắn đất cao 10m

- 1.2.17. Các mặt tiếp xúc của bê tông với đá, với đất đắp, cũng như các khớp nối giữa các đoạn của tường chắn, giữa các khối và các trụ pin của nhà máy thủy điện không cần phải bố trí cốt thép cấu tạo.
- 1.2.18. Trong từng trường hợp cụ thể khi giải quyết vấn đề về bố trí cốt thép cấu tạo của các khối bê tông lớn cần phải sử dụng các chỉ dẫn tạm thời về cốt thép cấu tạo của đập bê tông.
- 1.2.19. Các tường chắn được bố trí bằng các kết cấu cốt thép hàn (lưới, khung hoặc khối cốt thép được trình bày ở hình 1.7; 1.8; 1.9).
- 1.2.20. Các thí dụ về bố trí cốt thép của các tường chắn đất xem ở phụ lục 1.

2. CÁC NGUYÊN TẮC THIẾT KẾ KẾT CẤU CỐT THÉP

2.1. Các chỉ dẫn chung

- 2.1.1. Phải thiết kế cốt thép ở dạng khối ghép lớn và dạng khung không gian. Phải cố gắng thống nhất hoá cốt thép và các chi tiết đặt sẵn, phải giảm tới mức tối đa số lượng mác, đường kính cốt thép và loại phân tử cốt thép (lưới, khung), bước của các cốt thép dọc và ngang.

Cốt thép lắp ráp trong các kết cấu cốt thép phải được sử dụng tối đa làm cốt thép tính toán trong các phần tử bê tông cốt thép.

- 2.1.2. Chỉ được phép dùng cốt thép đơn chiếc trong các trường hợp đặc biệt.
- 2.1.3. Các loại kết cấu cốt thép phải được định ra có xét tới biện pháp thi công được chọn và phải đảm bảo khả năng cơ giới hoá khâu đổ vữa bê tông và khả năng đầm nố một cách cẩn thận.

- 2.1.4. Khi thiết kế tất cả các loại kết cấu cốt thép phải đảm bảo khả năng chịu tải trong tính toán và độ bất biến hình (độ cứng) của chúng trong khi vận chuyển và lắp ráp, cũng như trong quá trình đúc bê tông.
- 2.1.5. Việc chia cắt cốt thép ra để tạo thành các kết cấu cốt thép phải được thực hiện chủ yếu dọc theo các thanh cốt thép chịu lực chính, theo các tim của gối tựa và trong nhịp thì tại các mặt cắt chịu mômen uốn nhỏ nhất. Không nhất thiết phải hạn chế kích thước của kết cấu cốt thép theo kích thước của khối đổ bê tông. Vì lý do thi công, được phép dùng các kết cấu cốt thép cắt qua các khe thi công giữa các khối đổ bê tông.
- 2.1.6. Hình dạng, kích thước và trọng lượng của kết cấu cốt thép phải phù hợp với công nghệ sản xuất, điều kiện vận chuyển và lắp ráp, nghĩa là phải phù hợp với sức nâng tải của thiết bị cầu và phương tiện vận chuyển. Khi thiết kế các kết cấu cốt thép phải dự kiến tới mức ít nhất khối lượng công việc hàn khi lắp ráp tại các khối đúc bê tông, phải giải phóng nhanh các thiết bị cầu sau khi đã chuyển các kết cấu cốt thép tới vị trí lắp ráp, phải đảm bảo vị trí ổn định của cốt thép trong khối đổ bê tông và sự thuận lợi cần thiết khi thực hiện các công tác chuẩn bị khối đổ và đầm vữa bê tông bằng rầm rung.
- 2.1.7. Các nút hàn của các kết cấu cốt thép phải được thiết kế chủ yếu không có các bản nối, các chỉ tiêu về độ bền tương đối của các nút hàn của kết cấu cốt thép được giới thiệu ở bảng 2.1 (theo số liệu của Viện nghiên cứu khoa học thủy lợi toàn Liên bang mang tên B.V.Vê-đê-nhep).

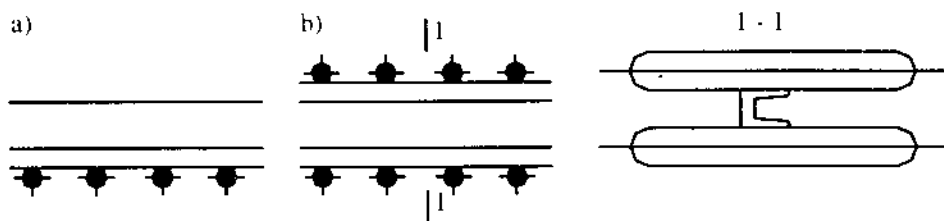
2.2. Kết cấu cốt thép không chịu lực

- 2.2.1. Các kết cấu cốt thép không chịu lực (pakét, lưới và khung cốt thép được sử dụng trong các khối đúc bê tông trong đó ván khuôn chỉ chịu áp lực hông của vữa bê tông và không yêu cầu bố trí giàn giáo cũng như các kết cấu chống đỡ khác, nghĩa là trong các kết cấu khối lớn, các bản không nhịp: bản đáy cống, bản của sân trước, sân sau, trong trụ pin, mố biên, trong đập tràn, và trong các công trình tương tự khác.
- 2.2.2. Hình dạng các kết cấu cốt thép phải đảm bảo được khả năng lắp ghép và hàn (liên kết) các phần tử phẳng và không gian mà không cần xoay đảo chúng.

Pakét và lưới

- 2.2.3. Các pakét cốt thép gồm các thanh chịu lực đặt song song theo một hướng và được liên kết với nhau bằng các phần tử lắp ráp ngang bằng hàn điện.
- Khoảng cách giữa các thanh chịu lực có thể từ $100 \div 60\text{mm}$ khoảng cách giữa các phần tử lắp ráp là $2 \div 2,5\text{m}$.
- Để sản xuất các pakét cốt thép phải sử dụng hàn tiếp xúc điểm. Trường hợp hàn bằng tay thì nên dùng các thép hình chữ L và chữ U làm các phần tử lắp ráp để đảm bảo độ bền cao cho mối hàn tại các mặt cắt giao nhau hình chữ thập.
- 2.2.4. Kích thước lớn nhất của các pakét được xác định từ các điều kiện vận chuyển và lắp ráp trong khối đổ bê tông.
- Chiều dài các pakét theo điều kiện độ mảnh cho phép khi lắp ráp không được vượt quá 400d và 20 mét.
- Không nên sử dụng các pakét rộng hơn 3,2 mét.
- 2.2.5. Các pakét được phân thành loại phẳng một lớp và loại không gian nhiều lớp (hình 2-1).
- 2.2.6. Các (liên kết) ngang của pakét cốt thép nên được làm bằng thép góc hoặc cốt thép;

Các thanh của pakét phải được hàn vào các liên kết trên toàn bộ chiều dài tiếp xúc. Ở phần đầu và cuối của pakét phải bố trí các giằng chéo bằng các thanh cốt thép 12mm.



Hình 2-1. Kết cấu pakét.

a) Pakét phẳng có các phần tử lắp ráp bằng thép góc.

b) Kết cấu không gian (2 lớp).

Khi tại công trường không có các loại thép hình theo yêu cầu thì phải thay bằng thép tròn có đường kính bằng đường kính của các thanh trong pakét nhưng không lớn hơn 50mm. Trong các pakét gồm các thanh có đường kính $d \geq 50\text{mm}$ thì không được thay thép hình (thép góc) bằng thép tròn.

Khoảng cách giữa các liên kết trong pakét phải bằng $100d$ và không được vượt quá 5m. Việc lựa chọn các thanh liên kết lắp ráp trong các pakét cốt thép phải được thực hiện theo bảng 2-2.

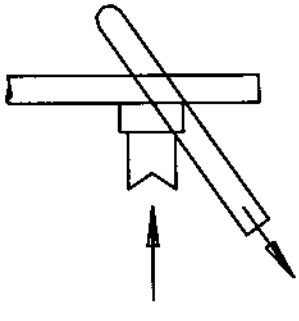
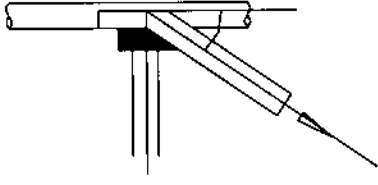
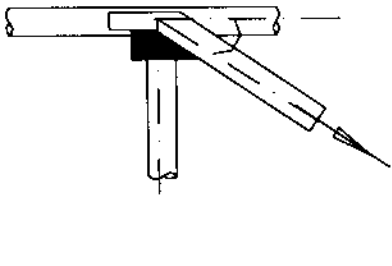
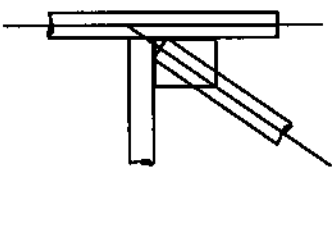
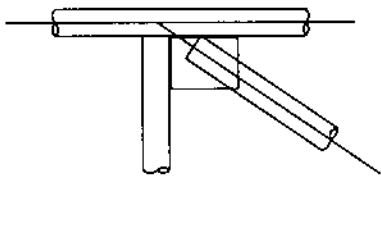
Mặt cắt của các thanh liên kết trong các pakét 2 lớp được lựa chọn có tính đến việc cố định khoảng cách cần thiết giữa các hàng cốt thép thẳng đứng.

Sử dụng các cuộn pakét có các thanh nẹp bằng thép dẹt dày $3 \div 5\text{mm}$ là hợp lý hơn.

Việc vận chuyển các pakét cuộn cho phép tăng chiều rộng của pakét và loại trừ được những hư hỏng của các thanh khi vận chuyển.

- 2.2.7. Khi thiết kế các loại lưới cốt thép phải xét đến các yêu cầu về thống nhất hoá các kích thước biên, bước và đường kính của cốt thép dọc và cốt thép ngang. Lưới phải thuận tiện cho vận chuyển và lắp đặt chúng vào trong khối đổ bê tông.

Bảng 2-1. Nút hàn của các kết cấu cốt thép và độ bền tương đối của chúng

Số		Kết cấu	Chỉ tiêu độ bền tương đối
1	Có vòng khép kín	 (1)	100%
2	Có đuôi uốn với mỗi hàn 2 bên	 (2)	Khi $\alpha \leq 35^\circ$, 80%
3	Có đuôi uốn với mỗi hàn 1 bên	 (3)	Khi $\alpha \leq 35^\circ$, 70%
4	Trên bản nối có các thanh đặt đối xứng	 (4)	100%
5	Trên bản nối có các thanh đặt không đối xứng qua bản nối	 (5)	60%

Xác định mặt cắt các thanh liên kết của các pakét khi cốt thép có các đường kính khác nhau

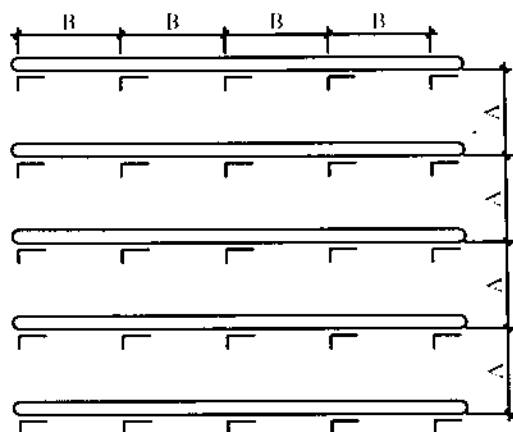
Bước của thanh cốt thép (cm)	Đường kính thanh cốt thép trong pakét (mm)	Chiều rộng của pakét (cm)							
		B = 320		B = 240		B = 160		B = 120	
		Khoảng cách giữa các thanh liên kết (cm)	Thép góc N_{g}	Khoảng cách giữa các thanh liên kết (cm)	Thép góc N_{g}	Khoảng cách giữa các thanh liên kết (cm)	Thép góc N_{g}	Khoảng cách giữa các thanh liên kết (cm)	Thép góc N_{g}
20	20 ÷ 32	200 ÷ 320	45x5	200 ÷ 320	45x5	200 ÷ 320	45x5	200 ÷ 320	45x5
	36 ÷ 40	360 ÷ 400	63x6	360 ÷ 400	45x5	360 ÷ 400	45x5	360 ÷ 400	45x5
	50	500	70x6	500	63x6	500	45x5	500	45x5
	60	500	80x8	600	70x6	500	63x6	500	45x5
	70	500	90x9	700	80x8	500	63x6	500	45x5
40	20 ÷ 40	200 ÷ 400	45x5	200 ÷ 400	45x5	200 ÷ 400	45x5	200 ÷ 400	45x5
	45 ÷ 60	450 ÷ 500	63x6	450 ÷ 500	63x6	450 ÷ 500	45x5	450 ÷ 500	45x5
	70	500	70x6	500	63x6	500	63x6	500	45x5
25	20 ÷ 32 36 ÷ 50 60 70	B = 300		B = 250		B = 200		B = 150	
		200 ÷ 320	45x5	200 ÷ 320	45x5	200 ÷ 320	45x5	200 ÷ 320	45x5
		360 ÷ 500	63x6	450 ÷ 500	63x6	450 ÷ 500	45x5	450 ÷ 500	45x5
		500	70x6	500	70x6	500	45x5	500	45x5
		500	80x8	500	80x8	500	63x6	500	45x5
50	25 ÷ 45	200 ÷ 450	45x5	200 ÷ 450	45x5	200 ÷ 450	45x5	200 ÷ 100	45x5
	50 ÷ 60	500	63x6	500	63x6	500	45x5	500	45x5
	70	500	70x6	500	70x6	500	45x5	500	45x5
45	20 ÷ 28 32 ÷ 40 45 50 60 70	B = 300		B = 240		B = 150		B = 120	
		200 ÷ 280	45x5	200 ÷ 280	45x5	200 ÷ 280	45x5	200 ÷ 280	45x5
		320 ÷ 400	63x6	320 ÷ 400	63x6	320 ÷ 400	45x5	320 ÷ 400	45x5
		450	70x6	450	63x6	450	45x5	450	45x5
		500	80x8	500	70x6	500	63x6	500	45x5
		500	90x9	500	80x8	500	63x6	500	63x6
		500	100x8	500	90x9	500	63x6	500	63x6
30	20 ÷ 30	200 ÷ 320	45x5	200 ÷ 320	45x5	200 ÷ 320	45x5	200 ÷ 320	45x5
	36 ÷ 40	300 ÷ 400	45x5	360 ÷ 400	45x5	360 ÷ 400	45x5	360 ÷ 400	45x5
	50	500	63x6	500	63x6	500	45x5	500	45x5
	60	600	70x6	500	63x6	500	45x5	500	45x5
	70	700	80x8	500	70x6	500	45x5	500	45x5

2.2.8. Để sản xuất các lưới hàn bằng hàn tiếp điểm phải dùng cốt thép nhóm A-I, A-II, A-III. Cho phép hàn các thanh thép với tổ hợp bất kỳ của các nhóm cốt thép nêu trên.

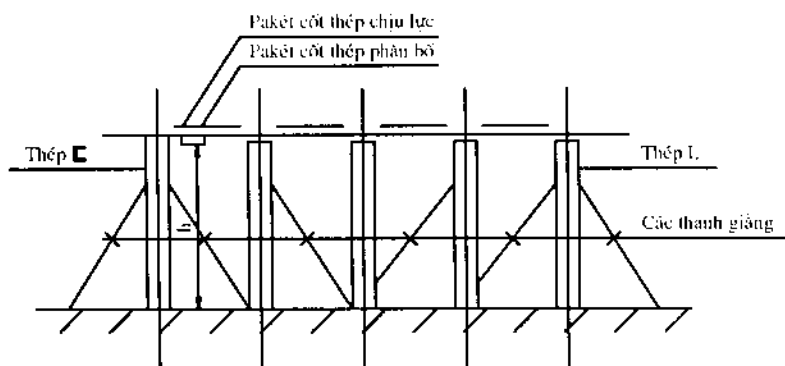
2.2.9. Việc hàn tất cả các vị trí giao nhau của các thanh (các nút) là bắt buộc trong các lưới cốt thép có độ bền của các mặt cắt giao nhau đã được định chuẩn.

Trong các lưới có cốt chịu lực là thép gờ được dùng làm cốt thép của bản thì được phép không cần hàn tất cả các vị trí giao nhau của các thanh. Trong trường hợp này chỉ cần hàn tất cả các vị trí giao nhau của các thanh ở hai hàng ngoài cùng theo chu vi lưới, các nút còn lại được hàn cách nút theo kiểu bản cờ tiếp ngay điều 2.2.10.

Lựa chọn các phân tử của kết cấu chống đỡ.



Các thanh cốt thép chịu lực được hàn vào thanh ngang của kết cấu chống đỡ.



- Khoảng cách giữa các thép dọc theo pakét cốt thép chịu lực theo bảng 1 (giữa các thanh ngang bằng thép chữ U).
- Khoảng cách giữa các thép góc theo hướng ngang của các pakét cốt thép theo bảng 2.
- Đường kính của cốt thép chịu lực;
- Tải trọng KG/cm trên thanh ngang do pakét cốt thép chịu lực và phân bố.

2.2.10. Tùy theo nhiệm vụ của lưới cốt thép và các đặc điểm cấu tạo mà các ô lưới có thể có dạng hình vuông hoặc hình chữ nhật với tỷ số các cạnh đến 1:4. Các thanh đường kính nhỏ hơn được bố trí dọc theo cạnh ngắn của lưới.

Lưới cốt thép được dùng làm cốt thép của các phần tử nằm ngang và thẳng đứng của công trình, của các bản bê tông cốt thép, các tấm gia cố mái chịu áp lực của đập đất, của lớp bảo vệ kênh, tường chắn đất.

2.2.11. Trong các tường, các lưới và pakét được treo vào các giàn cốt thép chịu lực. Trong các bản và các khối lớn lưới và pakét được sử dụng không cần đến các loại kết cấu cốt thép khác, chủ yếu để làm cốt thép của mặt dưới.

Khi dùng lưới và pakét làm cốt thép mặt trên của bản, để giữ chúng ở vị trí thiết kế người ta sử dụng các khung cốt thép (các định vị) gồm các thanh dọc và ngang.

Trong các bản vẽ thi công của các chế phẩm cốt thép và trong các trường hợp cần thiết trên các bản vẽ chung về bố trí cốt thép cho các phần tử bê tông cốt thép phải chỉ rõ vị trí của các kết cấu chống đỡ (vật định vị) của các lưới và pakét phía trên, còn trong các bảng liệt kê cốt thép phải dự trù cả khối lượng thép để sản xuất chúng (xem bảng 2-3).

2.2.12. Việc tiếp nối các thanh của lưới hàn trong khối đổ bê tông với các thanh của các lưới kê bên phải thỏa mãn các yêu cầu nêu trong các điều 3.4.1 ÷ 3.4.9.

Trong các lưới, trong mọi trường hợp không nên dùng quá hai cỡ đường kính thanh khác nhau.

Bảng 2-3-

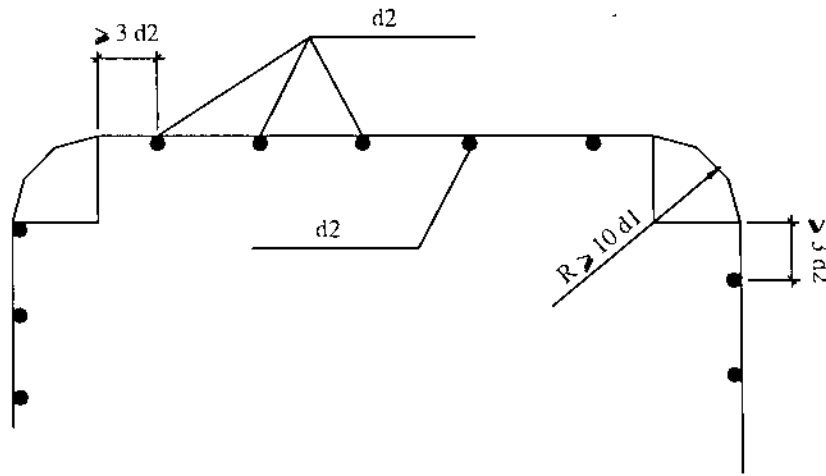
$$A = f(d)$$

d (mm)	A (cm)	d (mm)	A (cm)
20	270	40	400
25	300	50	440
28	330	60	450
30	360	60	450
30	360	70	520
36	375		

Khoảng cách B, các mặt cắt thanh ngang và thanh đứng

	Thanh ngang là thép chữ U		Mặt cắt thanh đứng là thép góc tùy theo chiều cao h				
	B (cm)	No	h = 400	350	300	250	200
100	800	12	L 70x6	L 63x6	L 63x6	L 63x6	L 45x5
	600	8	L 70x6	L 63x6	L 63x6	L 45x5	L 45x5
200	600	12	L 70x6	L 63x6	L 63x6	L 63x6	L 63x6
	500	10	L 70x6	L 63x6	L 63x6	L 63x6	L 63x6
400	600	16	L 80x8	L 80x8	L 70x6	L 70x6	L 63x6
	500	14	L 80x8	L 70x6	L 63x6	L 63x6	L 63x6
	400	12	L 70x6	L 63x6	L 63x6	L 63x6	L 63x6
600	500	16	L 90x9	L 80x8	L 80x8	L 80x8	L 70x6
	400	14	L 80x8	L 80x8	L 70x6	L 70x6	L 63x6
	350	12	L 80x8	L 80x8	L 70x6	L 63x6	L 63x6
	300	10	L 80x8	L 80x8	L 70x6	L 63x6	L 63x6
800	450	16	L 90x9	L 80x8	L 80x8	L 80x8	L 70x6
	400	16	L 90x9	L 80x8	L 80x8	L 70x6	L 70x6
	350	14	L 90x9	L 80x8	L 80x8	L 70x6	L 63x6
	300	12	L 80x8	L 80x8	L 80x8	L 70x6	L 63x6
1000	400	16	L 90x9	L 80x8	L 80x8	L 80x8	L 80x8
	350	14	L 90x9	L 80x8	L 80x8	L 80x8	L 70x6
	300	14	L 80x8	L 80x8	L 80x8	L 80x8	L 70x6
1200	370	16	L 90x9	L 90x9	L 90x9	L 80x8	L 80x8
	350	16	L 90x9	L 90x9	L 90x9	L 80x8	L 80x8
	300	14	L 90x9	L 90x8	L 80x8	L 80x8	L 70x6

- 2.2.13. Các lưới hàn thường được dùng theo kiểu các thanh chịu lực và phân bố thẳng góc với nhau và không có móc ở hai đầu thanh.
- 2.2.14. Các lưới hàn có các thanh uốn được uốn sau khi hàn phải được thực hiện sao cho các vị trí hàn nằm ngoài phạm vi đoạn uốn và không gần các điểm đầu của đoạn uốn quá $3d$ (hình 2-2).



Hình 2-2. Lưới hàn có các thanh uốn

Khung cốt thép

- 2.2.15. Khung cốt thép được cấu tạo bởi các thanh cốt thép chịu lực đặt ở vùng chịu nén và chịu kéo và chúng liên kết với nhau (qua chiều dày của bê tông bản và tường) bằng các thanh cốt thép xiên hoặc ngang cần thiết theo sơ đồ bố trí cốt thép, cũng như bằng các thanh cốt thép ngang thay cho các thanh giằng ván khuôn hoặc các thanh đứng lắp ráp đỡ cốt thép.
- 2.2.16. Sơ đồ các khung cốt thép thẳng đứng trong tường phải đảm bảo được khả năng cố định ván khuôn thẳng đứng vào các nút của khung mà không cần thanh giằng.
Nhất thiết phải hàn các khung vào các thép chờ của khối bê tông bên dưới hoặc ngàm chúng vào khối bê tông bên dưới.
- 2.2.17. Trong các khung cốt thép phẳng không nên dùng quá 2 cỡ đường kính cốt thép dọc và chỉ nên một cỡ đường kính cốt thép ngang.
- 2.2.18. Trong khung hàn thường phải hàn ở tất cả các điểm giao nhau của các thanh dọc và thanh ngang.
- 2.2.19. Các khung cốt thép không gian phải được cấu tạo đủ cứng để có thể xếp kho chuyên chở và để giữ đúng vị trí thiết kế của chúng trong khối đổ bê tông. Độ cứng không gian của chúng phải được đảm bảo bằng cách bố trí trong các trường hợp cần thiết các liên kết hàn hoặc dưới dạng các thanh chéo, các bản nhỏ v.v...

2.3. Kết cấu cốt thép chịu lực

- 2.3.1. Cho phép dùng các khung cốt thép hàn chịu lực trong đó có cốt thép chịu lực, chịu các tải trọng thi công (trọng lượng bê tông mới đổ, các máy móc thi công, các ô tô vận chuyển...) trong các trường hợp khi các kết quả tính toán kinh tế kỹ thuật khẳng định sử dụng chúng hợp lý hơn so với sử dụng các phần tử bê tông cốt thép lắp ghép.

Không được phép tăng diện tích mặt cắt cốt thép đã được xác định bằng tính toán theo các tải trọng khai thác để chịu tải trong thời kỳ thi công.

- 2.3.2. Kết cấu cốt thép chịu lực là các phần tử hàn kiểu ô lưới có độ bền và độ cứng đủ để chịu mọi tải trọng tác dụng lên kết cấu trước khi bê tông đông cứng đạt được độ bền cần thiết.

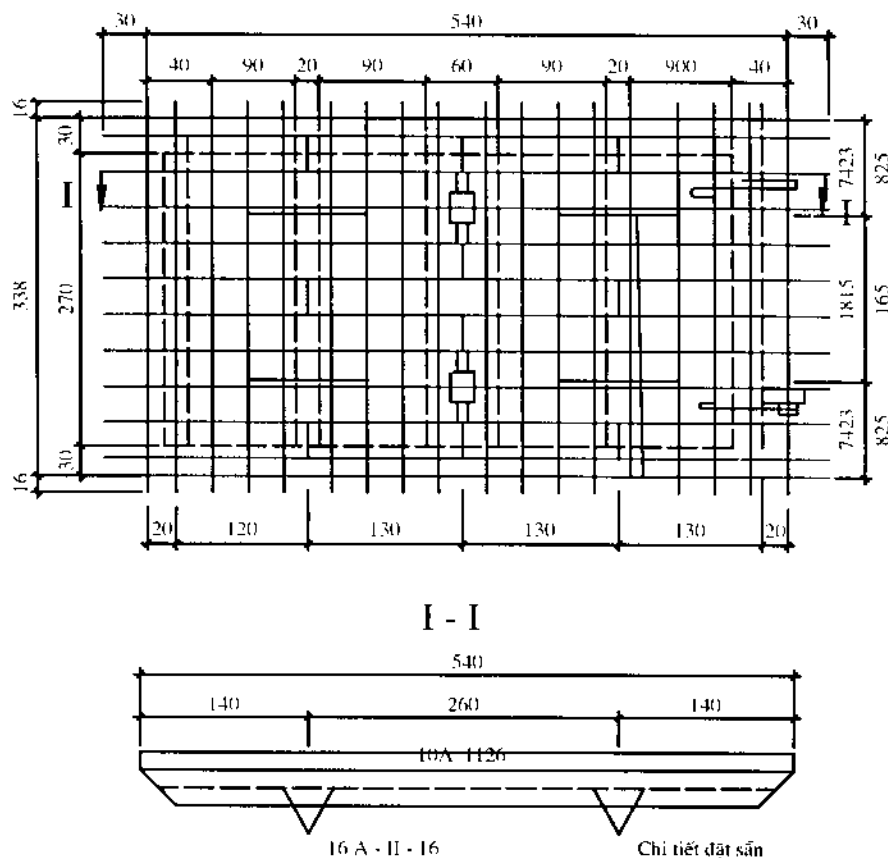
- 2.2.3. Cốt thép giàn không gian là hai hoặc nhiều giàn phẳng liên kết lại. Để đảm bảo được độ cứng và độ bất biến hình của giàn nên làm các phần tử chính chịu nén (các thanh đứng và thanh đai) bằng thép hình và phải kể chúng vào trong mặt cắt tính toán của các cốt thép chịu lực khi tính toán độ bền của các phần tử bê tông cốt thép.
- 2.3.4. Nên dùng các giàn cốt thép chịu lực làm cốt thép cho các rầm độc lập, các cột, phần công son của tường chắn đất, các móng biên, trụ pin và các công trình khối lớn khác.
- 2.3.5. Giàn cốt thép phải có hình dạng, kích thước phù hợp với mặt cắt của phần tử bê tông cốt thép. Vị trí các thanh trong giàn cốt thép phải phù hợp với việc sử dụng hợp lý chúng trong mặt cắt bê tông cốt thép. Thí dụ trong các giàn cốt thép kiểu ô lưới phải sử dụng các thanh xiên hướng xuống làm cốt thép ngang tính toán trong phần tử bê tông cốt thép.
- 2.3.6. Khi định mặt cắt của các phần tử của khung cốt thép nên làm tất cả các phần tử chịu kéo bằng cốt thép tròn, còn các phần tử chịu nén bằng thép hình.
- Phải cố gắng làm các phần tử của mạng lưới bằng thép tròn.
- Các thanh của giàn cốt thép nhẹ chịu lực chủ yếu là các thanh đơn phải bằng cốt thép tròn.
- Trong các giàn cốt thép lớn cho phép các thanh đứng và thanh đai chịu nén có các mặt cắt hợp thành gồm thép tròn và thép hình ghép với nhau.
- 2.3.7. Trong các giàn cốt thép phẳng đơn của thanh xiên và thanh đứng phải được liên kết đúng tâm, hoặc kẹp 2 bên với thanh đai (xem bảng 2-1).
- Trong các giàn cốt thép không gian mà các thanh đai liên kết với nhau bằng mạng ô lưới ngang hoặc bằng các thanh giằng cứng có khả năng chịu được mômen uốn ngang, nên sử dụng các nút với cách liên kết một phía tất cả các thanh của mạng ô lưới của giàn vào các thanh đai. Điều này cho phép loại trừ việc đảo lặt khi gia công và khi hàn.
- 2.3.8. Việc liên kết mạng ô lưới vào các thanh đai của giàn theo kiểu ruột gà thông thường được thực hiện bằng các mối hàn hai bên, được tính toán theo hiệu số giữa các nội lực trong các panen kề nhau của thanh đai không được phép cắt các thanh ở đỉnh sóng của đoạn ruột gà. Việc nối các đoạn ruột gà phải được thực hiện theo kiểu hàn chồng đầu tại các đoạn không (xem phụ lục 2, bảng 6).
- 2.3.9. Chỉ nên liên kết các thanh của mạng ô lưới vào các thanh đai bằng các bản nối đối với các giàn cốt thép chịu lực quan trọng nhất. Kích thước của bản nối phải đảm bảo cùng độ bền giữa nó với các thanh được liên kết, tính theo chiều nhỏ nhất của bản nối.
- 2.3.10. Các mối hàn liên kết vòng móc 2 nhánh hoặc bản nối của nút vào các thanh đai của giàn phải được tính toán theo nội lực bằng hiệu số của các lực dọc trục của hai panen kề nhau ở hai bên của nút đã cho (xem bảng 2.1).
- 2.3.11. Các giàn cốt thép thẳng đứng có thể được dùng để lắp ráp lên nó các thiết bị cố định trước khi đổ bê tông kết cấu.
- 2.3.12. Khi chiều cao của các giàn nằm ngang nhỏ hơn $1/8$ chiều dài nhịp của nó thì bắt buộc phải tăng độ võng ngược thi công cấu tạo của giàn thêm một trị số không nhỏ hơn $3/4$ độ võng của giàn do tải trọng tính toán¹.
- 2.3.13. Ở các kết cấu rầm tường cho phép định chiều cao của giàn cốt thép nhỏ hơn nhiều so với chiều cao của rầm tường. Ngoài ra giàn cốt thép phải được đặt ở vùng bên dưới của rầm tường. Đồng

¹ Chú thích: Độ võng của giàn cốt thép được phép xác định một cách gần đúng, bằng cách lấy mômen quán tính của giàn cốt thép theo mặt cắt của các thanh đai và giả thiết là khoảng cách giữa các thanh đai này không thay đổi.

thời nên bố trí khe thi công trong bê tông nằm bên trên các thanh đai trên của giàn cốt thép và nên đổ bê tông râm tường thành 2.3 đợt như thế nào để trọng lượng vữa bê tông đổ ở đợt thứ 2 sẽ do mặt cắt bê tông cốt thép ở tầng dưới (đợt 1) chịu:

2.4. Kết cấu panen cốt thép

- 2.4.1. Ưu điểm của kết cấu panen cốt thép là tiết kiệm ván khuôn và cốt thép để lắp ráp, đẩy nhanh công tác lắp ráp và cải thiện điều kiện đúc bê tông, giảm công lao động và chi phí thời gian làm việc của máy cấu.
- 2.4.2. Cốt thép của panen cốt thép phải gồm có cốt thép chịu lực và cốt thép phân bố trong phần kết cấu ứng với panen đã cho (xem hình 2.3; 2.4).



Hình 2-3. Panen cốt thép phẳng của nhà máy thủy điện Pli-a-vin-Skaia

(Vị trí chấm là nơi bố trí các hố hình trụ)

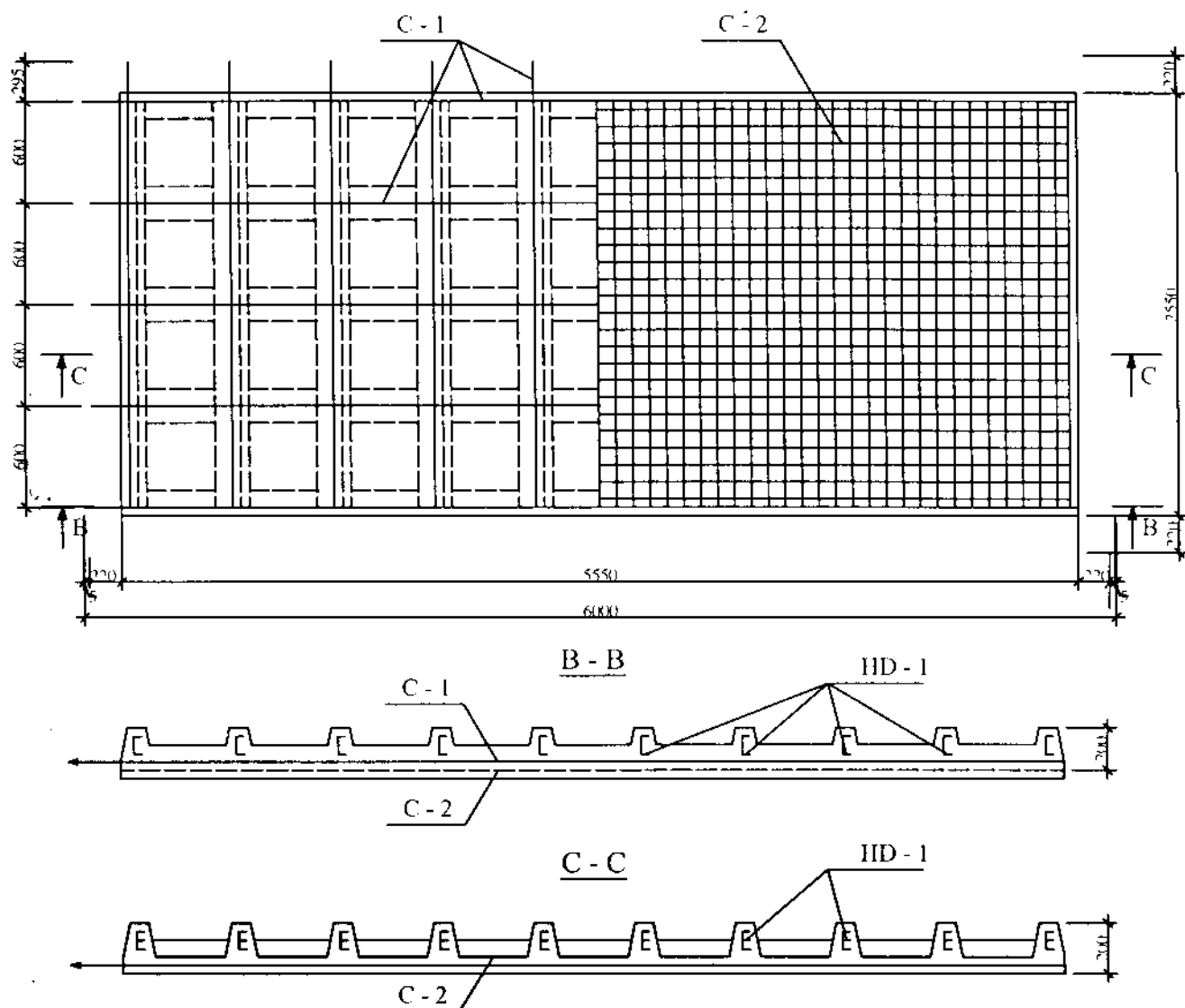
- 2.4.3. Chiều dài và chiều rộng của panen cốt thép phải là lớn nhất có xét đến các đặc điểm của kết cấu công trình, công nghệ chế tạo panen điều kiện vận chuyển và lắp ráp.

Chiều dày của panen cốt thép phải là chiều dày cho phép có thể nhỏ nhất theo điều kiện độ bền và độ cứng.

- 2.4.4. Khi bố trí toàn bộ cốt thép chịu lực trong các panen cốt thép phải đảm bảo sự liên kết tin cậy giữa panen cốt thép với bê tông đổ vào kết cấu. Không cho phép hình thành các khe nứt ở mặt tiếp xúc, điều này có thể đạt được bằng cách tuân thủ các yêu cầu sau:

- cường độ chịu cắt tính toán của khe nối tiếp xúc không xử lý phải được lấy bằng 11 KG/cm²;
- cường độ chịu cắt tính toán của khe nối tiếp xúc đã được xử lý bằng 21 KG/cm²;

- c) nếu các ứng suất cắt không vượt quá cường độ tính toán nêu ở điểm a thì cho phép không xử lý mặt tiếp xúc của khe nối ở các vùng chịu nén và kéo.
- d) khi trong mặt cắt có khe nối tiếp xúc có tác dụng của các ứng suất nén thẳng góc với mặt phẳng của khe nối thì cường độ chịu cắt tính toán phải được tăng thêm một trị số bằng tích của các ứng suất nén với hệ số 0,65;



Hình 2-4. Bố trí cốt thép của panen sườn

- e) các cường độ tính toán nêu ở trên là của bê tông mác không thấp hơn M.200, có độ cứng đặc trưng bởi độ sụt của côn tiêu chuẩn không lớn hơn 10cm đối với kết cấu bền nứt và không lớn hơn 5cm đối với kết cấu không bền nứt;
- g) khi sử dụng hỗn hợp bê tông dẻo và nhão nhất thiết phải xử lý các mặt tiếp xúc.
- Các biện pháp xử lý mặt tiếp xúc tùy theo thời gian ngừng đổ bê tông được đề nghị trong bảng 2.5.

Bảng 2-4

Số TT	Biện pháp xử lý	Tuổi của bê tông đợt I (ngày)			Diện tích xử lý (% của diện tích khe nối)	Độ đặc để nghị của bê tông (cm độ sụt của côn tiêu chuẩn)	Chú thích
		t=0,3	0,3 ÷ 0,5				
1	Không xử lý	+			0	1-3	Loại bỏ 1 lớp 3 ÷ 4mm bằng bàn chải để làm lộ các hạt cốt liệu thô
2	Loại bỏ màng xi măng bằng cơ giới		+		100	3-5	
3	Phủ lớp làm chậm sự đông cứng		+		100	3-5	
4	Ván khuôn lưới có bao tải		+	+	100	3-5	
5	Phủ lớp keo xi măng chấn động hoạt tính		+	+	100	1-3	Chiều sâu của các mộng là 40mm và đường kính lớn hơn 3 lần đường kính hạt cốt liệu thô
6	Tạo các mộng hình trụ tròn		+		25	6-7	
7	Tạo các mộng lăng trụ		+		25	5-7	

2.5. Kết cấu thép - bê tông cốt thép

- 2.5.1. Các kết cấu thép - bê tông cốt thép có phía ngoài được làm bằng các thép tấm hoặc thép hình (thép chữ U, L) bố trí ở bề mặt của kết cấu bê tông cốt thép.
- 2.5.2. Việc dùng thép dạng tấm ở bề mặt các phần tử bê tông cốt thép tạo điều kiện cho việc xây dựng chúng có hiệu quả khi hàm lượng cốt thép lớn, kích thước mặt cắt bị hạn chế và cho phép dùng chúng thay cho các kết cấu thép để tiết kiệm thép.
- 2.5.3. Nên dùng thép ở phía ngoài các kết cấu dạng rầm chịu tải trọng lớn và khi khả năng tăng chiều cao mặt cắt bị hạn chế và nhất là để thi công các đường ống dẫn nước buồng xoắn của nhà máy thủy điện, tháp điều áp, tuy nèn và các công trình đặc dụng khác.
- 2.5.4. Việc bố trí thép tấm phía ngoài đạt được hiệu quả lớn nhất ở những kết cấu mà ngoài phần chịu lực cũng có thể kết hợp làm các bộ phận gia cường và tiếp nối các phần tử, thay thế cho các chi tiết đặt sẵn, kết hợp làm ván khuôn và làm kín nước cho bê tông. Thay thế cho những công trình đặc biệt khó sử dụng bê tông cốt thép thông thường mà lại xuất hiện sự cần thiết phải sử dụng các kết cấu thép thì nên chuyển thành các kết cấu bê tông cốt thép có thép tấm phía ngoài (thép - bê tông cốt thép).
- 2.5.5. Lực dính bám của thép tấm nhấn ở phía ngoài với mặt bê tông là rất nhỏ. Sự làm việc đồng thời của vỏ thép với bê tông đạt được bằng cách hàn các thanh neo vào vỏ thép.
Thép tấm có gờ là dạng thép tấm có hiệu quả của kết cấu thép bê tông cốt thép.
- 2.5.6. Các đường dẫn nước và buồng xoắn cột nước cao bằng bê tông cốt thép thuộc loại có thể thiết kế theo kết cấu thép - bê tông cốt thép trong xây dựng công trình thủy công.
(xem điều 1.2.6 đến 1.2.12).

3. NHỮNG ĐIỀU CẦN BIẾT VỀ CẤU TẠO VÀ TIẾP NỐI CỐT THÉP

3.1. Phân loại và sử dụng cốt thép

3.1.1. Theo công dụng cốt thép được phân thành cốt thép chịu lực (cốt thép tính toán và cấu tạo), cốt thép phân bố và cốt thép lắp ráp.

Cốt thép chịu lực chịu các lực kéo hoặc nén khi đó sự cần thiết được xác định bằng tính toán kết cấu theo các tài liệu tiêu chuẩn hiện hành.

Hiện nay cốt thép cấu tạo được đặt không trên cơ sở tính toán để nhằm giảm độ mở rộng của các khe nứt và hạn chế sự phát triển của chúng sâu vào trong khối bê tông.

Cốt thép phân bố (chủ yếu trong các bản) đảm bảo sự làm việc đồng thời của các thanh cốt thép chịu lực.

Cốt thép lắp ráp được bố trí thêm vào các cốt thép chịu lực để ghép các khung cốt thép và để cố định các thanh cốt thép chịu lực khi mà việc ghép này không thể thực hiện được bằng các thanh cốt thép chịu lực.

3.1.2. Để bố trí cốt thép của các kết cấu bê tông cốt thép không ứng suất trước của các công trình thủy công trên sông phải dùng các loại cốt thép sau đây:

Cốt thép trơn cán nóng nhóm A-I có đường kính $6 \div 40\text{mm}$

Cốt thép gờ cán nóng nhóm A-II có đường kính $10 \div 80\text{mm}$

Cốt thép gờ cán nóng nhóm A-III có đường kính $6 \div 40\text{mm}$

Thép sợi đường tròn nhóm BI có đường kính $3 \div 5\text{mm}$.

3.1.3. Để làm cốt thép chịu lực tính toán trong các kết cấu bê tông cốt thép phải chủ yếu dùng cốt thép thanh cán nóng nhóm A-III. Phải dùng cốt thép cán nóng nhóm A-II chủ yếu để làm cốt thép ngang, cốt thép phân bố và cốt thép cấu tạo và phải dùng thép nhóm A-I làm cốt thép lắp ráp.

Diện tích mặt cắt ngang và trọng lượng của thép thanh thép sợi, thép bó được cho trong bảng 3-1.

Bảng 3-1. Diện tích mặt cắt ngang, trọng lượng thép sợi và thép thanh

Đường kính danh nghĩa (mm)	Diện tích mặt cắt ngang (cm ²) với số thanh bằng									trọng lượng 1 mét (kg)	Đường kính đối với cốt thép nhóm		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A-I A-III	A-II	B-I Bp-I
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,429	0,485	0,565	0,636	0,055	-	-	+
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,015	1,130	0,099	-	-	+
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	0,154	-	-	+
6	0,286	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	0,222	+	-	-
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302	+	-	-
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+	-	-
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,490	+	-	-
10	0,685	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617	+	+	-
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+	-
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	+	+	-
16	2,011	4,02	6,03	8,08	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	1,578	+	+	-
18	2,515	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9	1,998	+	+	-
20	3,112	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	2,466	+	+	-
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,67	30,41	34,21	2,984	+	+	-
25	4,809	9,82	11,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	48,18	3,84	+	+	-
28	6,158	12,32	18,17	24,63	30,79	36,95	43,10	49,28	55,42	4,83	+	+	-
32	8,013	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	50,30	64,34	72,38	6,31	+	+	-
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	81,61	7,99	+	+	-
40	12,455	25,13	37,70	50,27	63,83	75,40	87,96	100,53	113,10	9,865	+	+	-
45	15,904	31,81	47,71	63,62	79,52	95,42	111,33	127,23	143,13	12,49	-	+	-
50	19,635	39,27	58,91	78,54	98,19	117,81	137,45	157,08	176,72	15,41	-	+	-
55	23,76	47,52	71,28	95,04	118,80	142,56	166,32	190,08	213,54	18,65	-	+	-
60	28,27	56,54	84,81	113,08	141,35	169,62	197,89	226,16	254,43	22,19	-	+	-
70	38,18	76,90	115,44	153,92	192,40	230,88	269,36	307,84	346,32	30,21	-	+	-
80	50,27	100,55	150,81	201,08	251,35	301,90	351,90	402,16	452,43	39,16	-	+	-

Chú thích: 1 - Đối với thanh có gờ đường kính danh nghĩa của nó tương ứng là thanh trơn có cùng diện tích mặt cắt ngang
2 - Dấu (+) là có toạ độ đường kính đó trong nhóm cốt thép đã cho.

3.2. Bố trí cốt thép và đặc điểm bố trí cốt thép lớp bê tông bảo vệ

- 3.2.1. Đối với cốt thép chịu lực lớp bê tông bảo vệ phải đảm bảo được sự làm việc đồng thời của cốt thép với bê tông trong mọi giai đoạn làm việc của kết cấu cũng như bảo vệ được cốt thép khỏi các tác động nhiệt độ, khí quyển bên ngoài, v.v....
- 3.2.2. Chiều dày của lớp bê tông bảo vệ phải: - không nhỏ hơn 30mm đối với cốt thép chịu lực và 20mm đối với cốt thép phân bố, cốt thép đai; Trong các bản và rầm có chiều cao tới 1m, cũng như trong các cột có cạnh nhỏ nhất của mặt cắt không quá 1 mét;
- Không nhỏ hơn 60mm và không nhỏ hơn đường kính thanh cốt thép đối với cốt thép chịu lực và cốt thép phân bố trong các kết cấu khối lớn có kích thước nhỏ nhất của mặt cắt lớn hơn 1 mét;
 - Khoảng cách từ bề mặt cốt thép dọc đến mặt lớp bê tông lót không được nhỏ hơn 35mm.
- 3.2.3. Đối với các phần tử bê tông cốt thép lắp ghép được sản xuất trong nhà máy có mức thiết kế M200 và cao hơn, chiều dày lớp bê tông bảo vệ có thể được giảm đi 10mm so với các trị số nêu ở trên, nhưng không được nhỏ hơn đường kính thanh cốt thép trừ đi 5mm.
- 3.2.4. Khi khai thác các phần tử bê tông cốt thép trong điều kiện môi trường xâm thực chiều dày lớp bê tông bảo vệ phải được lấy có xét đến các yêu cầu ở tiêu chuẩn "Bảo vệ các kết cấu xây dựng khỏi ăn mòn" và không được nhỏ hơn 25mm trong môi trường xâm thực yếu; 30mm trong môi trường xâm thực vừa và 35mm trong môi trường xâm thực mạnh đối với tất cả các cốt thép.
- 3.2.5. Trong các kết cấu không bền nứt chịu tác động nhiệt ẩm trong lớp bảo vệ dày hơn 60mm phải đặt cốt thép cấu tạo ở dạng lưới. Trong trường hợp này, diện tích mặt cắt cốt thép dọc của lưới phải không nhỏ hơn 0,1Fa với Fa là diện tích cốt thép dọc chịu kéo.

Khoảng cách giữa các thanh cốt thép

- 3.2.6. Khoảng cách khe sáng giữa các thanh cốt thép theo chiều cao và theo chiều rộng của mặt cắt phải đảm bảo sự làm việc đồng thời của cốt thép với bê tông và phải được quy định có tính đến sự thuận lợi cho đổ và đầm vữa bê tông.

Khoảng cách khe sáng giữa các thanh cốt thép trong kết cấu khối nhỏ phải không được nhỏ hơn đường kính lớn nhất của thanh cốt thép và:

- a) Khi đổ bê tông nếu các thanh cốt thép ở vị trí nằm ngang hoặc nghiêng, không được nhỏ hơn 25mm đối với cốt thép phía dưới và không được nhỏ hơn 30mm đối với cốt thép phía trên. Khi cốt thép phía dưới nhiều hơn hai hàng theo chiều cao thì khoảng cách giữa các thanh theo hướng nằm ngang (trừ các thanh ở hai hàng dưới) cũng không được nhỏ hơn 5mm;
 - b) Khi đổ bê tông nếu ở các thanh cốt thép ở vị trí thẳng đứng, không được nhỏ hơn 50mm. Trong các kết cấu bê tông cốt thép khối lớn, khoảng cách khe sáng giữa các thanh cốt thép chịu lực theo chiều rộng của mặt cắt phải được xác định theo kích thước của cốt liệu bê tông, nhưng không được nhỏ hơn 2,5d.
- 3.2.7. Trong điều kiện chật hẹp cho phép bố trí các thanh cốt thép theo từng cặp đặt sát nhau hoặc khoảng cách giữa các cặp nhỏ hơn khoảng cách yêu cầu đối với các thanh đơn khi định khoảng cách giữa các thanh theo điều 3.2.6 và chiều dài neo theo điều 3.3.4, từng cặp thanh nói trên phải được xem như là một thanh có đường kính $d_{np} = d_1^2 + d_2^2 - c_1^2$ với d_1 và d_2 là đường kính của các thanh từng cặp sát nhau, còn c_1 là khoảng cách khe sáng giữa các thanh đó được lấy không lớn hơn đường kính của thanh nhỏ hơn.

3.2.8. Khoảng cách khe sáng nêu trong các điều 3.2.6 và 3.2.7 giữa các thanh cốt thép được lấy theo đường kính danh nghĩa không tính đến các phần gờ.

Khi bố trí vị trí của các cốt thép trong mặt cắt có các điều kiện chật chội; nếu có các phần tử cốt thép khác cùng các chi tiết đặt sẵn kề bên phải chú ý tới đường kính của các thanh kể cả gờ và các sườn cứng.

3.2.9. Các thanh cốt thép thẳng đứng trong các trụ pin các tường, cột cũng như các thanh cốt thép nằm ngang trong các bản phải được bố trí trải đều với khoảng cách bằng nhau giữa các thanh. Do điều kiện đổ, đầm vữa bê tông các thanh cốt thép phía trên của các tấm có chiều dày lớn hơn 1,5m nên được bố trí sao cho theo bất kỳ hướng nào cứ cách 2,5-4m, tùy theo đặc điểm của kết cấu có chứa lại các khoảng của sổ có kích thước không nhỏ hơn 0,7x0,7m.

3.2.10. Khoảng cách khe sáng giữa các giàn cốt thép và khối cốt thép khi giữa chúng không có các thanh cốt thép riêng lẻ, các lưới và các pakét riêng lẻ thì không được lớn hơn 1,0m.

Trong trường hợp giữa các giàn, khối cốt thép có bố trí các lưới, các pakét hoặc các thanh cốt thép lẻ bổ sung thì khoảng cách lớn nhất giữa chúng không bị hạn chế. Trong trường hợp này phải cố gắng phân bố cốt thép cho đều đặn.

3.2.11. Trong các bản và tường bê tông cốt thép khối lớn dày bằng và hơn 60cm có hàm lượng cốt thép 0,008 và được tính theo độ mở rộng của các khe nứt, khi có luận chứng thích đáng cho phép bố trí phân rải cốt thép trên mặt cắt để giảm chiều rộng lớn nhất của các khe nứt theo chiều cao mặt cắt nếu như cách bố trí như vậy không làm tăng lượng cốt thép.

3.2.12. Số hàng cốt thép thanh theo một hướng ở cốt thép phía dưới, phía trên hoặc ở cốt thép thẳng đứng nên được lấy như sau: trong các phần tử nằm ngang có chiều cao mặt cắt tới 150cm không quá 2 hàng; còn trong trường hợp chiều cao mặt cắt hơn 150cm không quá 3 hàng.

Khoảng cách khe sáng giữa các hàng cốt thép không được nhỏ hơn đường kính của thanh cốt thép lớn nhất và không nhỏ hơn 50mm.

3.2.13. Khi trị số cho phép của độ mở rộng của các khe nứt a_T 0,1mm, nếu không thể bố trí toàn bộ các thanh cốt thép thành 2 hàng giống nhau thì cho phép bố trí các thanh cốt thép ở hàng ngoài có đường kính nhỏ hơn, còn hàng trong (thứ hai) có đường kính lớn hơn được xác định từ điều kiện đạt được tổng diện tích mặt cắt cần thiết theo tính toán độ bền. Đồng thời đường kính của các thanh ở hàng thứ nhất và hàng thứ hai không được chênh nhau quá 40%.

Cốt thép dọc

3.2.14. Diện tích mặt cắt cốt thép dọc trong các phần tử bê tông cốt thép không được nhỏ hơn 0,05% diện tích mặt cắt tính toán của bê tông. Các phần tử có số lượng cốt thép nhỏ hơn 0,05% được coi là kết cấu bê tông.

Yêu cầu nêu trên không áp dụng đối với cốt thép được xác định bằng tính toán của phần tử đối với giai đoạn vận chuyển và thi công trong trường hợp này diện tích mặt cắt cốt thép được xác định chỉ bằng tính toán về độ bền.

3.2.15. Đường kính các thanh cốt thép dọc của phần tử chịu nén lệch tâm của kết cấu đúc tại chỗ không được nhỏ hơn 12mm. Trong các cột có cạnh nhỏ của mặt cắt lớn hơn 250mm nên lấy đường kính cốt thép dọc không nhỏ hơn 16mm.

3.2.16. Đường kính các thanh cốt thép dọc của phần tử chịu nén lệch tâm có cốt thép chịu nén tính toán không được vượt quá 40mm trong trường hợp mác bê tông thấp hơn M300.

Trong cột đặc biệt có mác bê tông cao hơn M200 và có sự bảo đảm công nghệ tương ứng (cắt, hàn...) cũng như trong các phần tử chịu nén lệch tâm khối lớn có chiều cao mặt cắt h 1 mét có thể dùng các thanh cốt thép có đường kính lớn hơn 40mm.

- 3.2.17. Trong các phần tử chịu nén lệch tâm mà ứng với độ lệch tâm cho trước của lực dọc chỉ dùng chưa tới 50% khả năng chịu lực của chúng, cũng như trong các phần tử có độ mảnh $\frac{l_0}{r} \leq 17$ không cần cốt thép chịu nén theo tính toán, còn cốt thép chịu kéo không vượt quá 0,3%, thì cho phép không đặt cốt thép dọc và ngang ở các mặt song song với mặt phẳng uốn.
- 3.2.18. Trong các phần tử chịu nén lệch tâm thẳng có cốt thép chịu nén tính toán, khoảng cách trực giữa các thanh cốt thép dọc không được lớn hơn 400mm.
 Khi khoảng cách giữa các thanh cốt thép chịu lực (chịu nén) lớn hơn 400mm thì phải bố trí thêm cốt thép cấu tạo có đường kính $d \leq 12\text{mm}$ để khoảng cách giữa các thanh cốt thép dọc không được lớn hơn 400mm, trừ các phần tử nêu ở điều 3.2.17.
- 3.2.19. Trong các rầm và sườn có chiều dày lớn hơn 150cm số thanh cốt thép dọc kéo dài đến gối tựa không được ít hơn 2. Trong các rầm và sườn có chiều dày bằng và nhỏ hơn 150mm được phép chỉ kéo dài 1 thanh cốt thép dọc đến gối tựa.
- 3.2.20. Trong các bản diện tích mặt cắt của các thanh cốt thép trên 1m² rộng của bản kéo dài đến gối tựa không được nhỏ hơn 1/3 diện tích mặt cắt cốt thép trong nhịp đã được xác định bằng tính toán với mômen uốn lớn nhất.
 Trong các bản có chiều dày nhỏ hơn 350mm khoảng cách giữa các thanh không được vượt quá 400mm.
- 3.2.21. Khoảng cách trực giữa các thanh chịu lực ở phần giữa nhịp của bản và ở phần trên gối (phía trên) không được lớn hơn 200mm khi chiều dày của bản tới 150mm, và không được lớn hơn 1,5h và 500mm khi chiều dày bản lớn hơn 150mm, trong đó h - chiều dày của bản.
- 3.2.22. Nếu cốt chịu lực của bản song song với sườn thì phải đặt thẳng góc với chúng các cốt thép phụ thêm có mặt cắt không nhỏ hơn 1/3 mặt cắt lớn nhất của cốt chịu lực của bản ở trong nhịp. Cốt thép này được đưa vào bản và đặt ở hai phía của sườn, trên chiều dài không nhỏ hơn 1/4 nhịp tính toán. Nếu cốt chịu lực của bản trên gối thẳng góc với sườn thì phải cắt chúng ở vị trí cách mép của sườn bằng hoặc lớn hơn 1/4 nhịp tính toán của bản.
- 3.2.23. Trong các phần tử kiểu rầm chịu uốn có chiều cao mặt cắt lớn hơn 700mm, trừ các rầm trong đó đặt các giàn cốt thép ở các mặt bên của rầm phải bố trí cốt thép dọc cấu tạo, có khoảng cách giữa chúng theo chiều cao không lớn hơn 400mm và có diện tích mặt cắt không nhỏ hơn 0,1% diện tích mặt cắt bê tông có khoảng cách theo chiều rộng bằng 1/2 chiều rộng sườn của phần tử nhưng không lớn hơn 200mm.

Bố trí cốt thép ở các lỗ

- 3.2.24. Các lỗ có kích thước lớn trong các bản các panen bê tông cốt thép... phải được viền quanh bằng cốt thép phụ thêm có mặt cắt không nhỏ hơn mặt cắt cốt thép chịu lực cùng hướng cần thiết theo tính toán bản liền không có lỗ. Cốt thép phụ thêm phải được kéo quá các mép lỗ một đoạn không nhỏ hơn chiều dài đoạn nối chồng đầu (xem điều 3.4.16 và bảng 3-7).
- 3.2.25. Khi đặt lưới có thể không tính đến các lỗ có kích thước tới 500x500mm, trên bản vẽ chỉ cần ghi chú thích "Cắt lỗ tại chỗ". Trường hợp lỗ có kích thước lớn hơn ở vùng viền quanh lỗ nên bố trí cốt thép dọc lập để không phá hoại sự đồng nhất của lưới cốt thép, của kết cấu cốt thép.

Bảng 3.2 Tỷ số đề nghị giữa đường kính của cốt thép chịu lực và cốt thép phân bố

Đường kính cốt thép chịu lực (mm)	60	55	50	45	40	36	32	28	25	22	20	18	16
Đường kính cốt thép phân bố (mm)	22	20	18	16	14	14	12	10	10	8	7	7	6
Diện tích cốt thép chịu lực (cm ²)	2827	2376	1964	1590	1275	1018	8,04	6,16	4,91	3,80	3,14	2,55	2,01
% yêu cầu so với diện tích cốt thép chịu lực	4,25	3,57	2,94	2,38	1,88	1,53	1,21	0,93	0,74	0,57	0,47	0,37	0,30
Diện tích cốt thép phân bố (cm ²)	3,80	3,14	2,55	2,01	1,54	1,54	1,13	0,79	0,79	0,50	0,34	0,39	0,28
Số % thực tế của cốt thép chịu lực	13,4	13,2	13,0	12,6	12,2	15	14,0	12,8	15,0	13,5	12,4	15,0	13,9
Đường kính nhỏ nhất cho phép của cốt thép phân bố (mm)	16				10		8			6	5	5	4

Chú thích:

1 - Các đường kính của cốt thép phân bố được lấy theo các tiêu chuẩn hiện hành;

2 - Nên tăng bước của cốt thép phân bố để có 2-3 thanh trên một mét dài;

3 - Tỷ số giữa đường kính của cốt thép chịu lực và cốt thép phân bố nêu trong bảng 3-2 được xác định đối với lưới cốt thép của kết cấu bê tông cốt thép có bước như nhau theo 2 hướng.

Cốt thép ngang

3.2.26. Trong các kết cấu bê tông cốt thép khối lớn của công trình thủy công, cốt thép ngang tính toán có thể được thiết kế dưới dạng cốt xiên uốn và cốt đai.

3.2.27. Trong các rầm và bản có chiều dày không hơn 1,5m phải dự kiến đặt các cốt xiên uốn (vai bò) để chuyển các thanh cốt thép chịu lực từ vùng dưới lên vùng trên và ngược lại cùng với việc lợi dụng các đoạn nghiêng để làm cốt thép xiên chịu lực ngang. Khi chiều cao của mặt cắt rầm hoặc bản lớn hơn 1,5m thì các thanh cốt thép dọc chịu lực phải chủ yếu là thẳng. Trong trường hợp này các thanh xiên chịu lực cắt ngang có thể được bố trí tách riêng và phải được hàn vào các cốt thép dọc phía trên và phía dưới bằng mối hàn có cùng độ bền.

3.2.28. Việc uốn các thanh cốt thép phải được thực hiện theo các cung tròn có bán kính không nhỏ hơn 10d. Các đầu thanh cốt thép uốn cong (vai bò) phải có một đoạn thẳng với chiều dài không nhỏ hơn 2,8 L_{aiH} được lấy theo điều 3.3.4 của quy trình này nhưng không được nhỏ hơn 20d trong vùng chịu kéo và 10d trong vùng chịu nén.

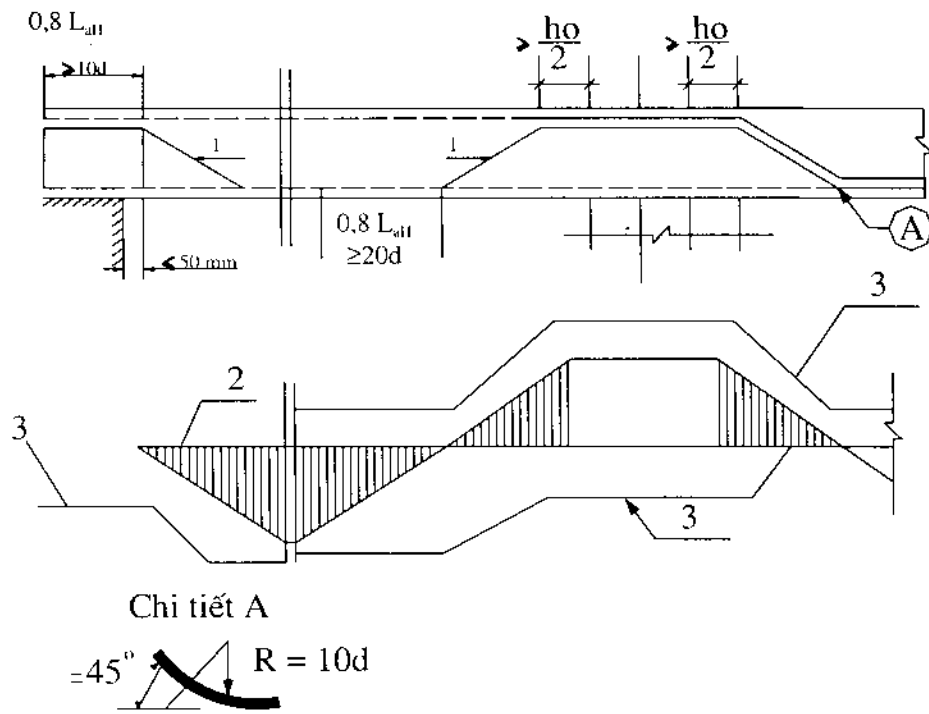
Các thanh cốt thép tròn uốn vai bò nhóm A-I phải có móc ở hai đầu. Điểm đầu của đoạn uốn xiên ở vùng chịu kéo phải cách mặt cắt thẳng góc mà tại đó thanh cốt thép bị uốn còn được sử dụng theo tính toán một đoạn không nhỏ hơn 0,5h_c, còn điểm uốn của đoạn uốn xiên (ở vùng chịu nén) phải xa hơn mặt cắt thẳng góc mà tại đó không cần thanh cốt thép bị uốn theo tính toán (hình 3-1).

3.2.29. Thông thường góc nghiêng của cốt xiên so với trục dọc của phần tử phải bằng 45°. Trong các phần tử có chiều cao lớn hơn 800mm và trong các rầm - tường được phép tăng góc nghiêng của cốt xiên đến 60° còn trong các dầm thấp và trong các bản được phép giảm đến 30°.

Các thanh cốt thép uốn vai bò nên được bố trí cách các mặt bên của phần tử không nhỏ hơn 2d, trong đó:

d- đường kính của thanh cốt thép uốn vai bò. Khoảng cách từ mép của gối tựa tự do đến đầu trên của đoạn uốn cong đầu tiên (tính từ gối tựa) không được lớn hơn 50mm (hình 3-1).

3.2.30. Tại tất cả các mặt của các phần tử bê tông cốt thép mà gần đó có bố trí cốt thép dọc cũng phải dự kiến đặt cốt thép ngang để đảm bảo giữ chặt cốt thép chịu nén không cho chúng phình ra về bất kỳ phía nào, trừ các phần tử được dự kiến ở điều 3.2.17.



Hình 3-1. Cấu tạo cốt thép xiên vai bờ

1. Thanh uốn; 2. Biểu đồ mô-men; 3. Biểu đồ vật liệu

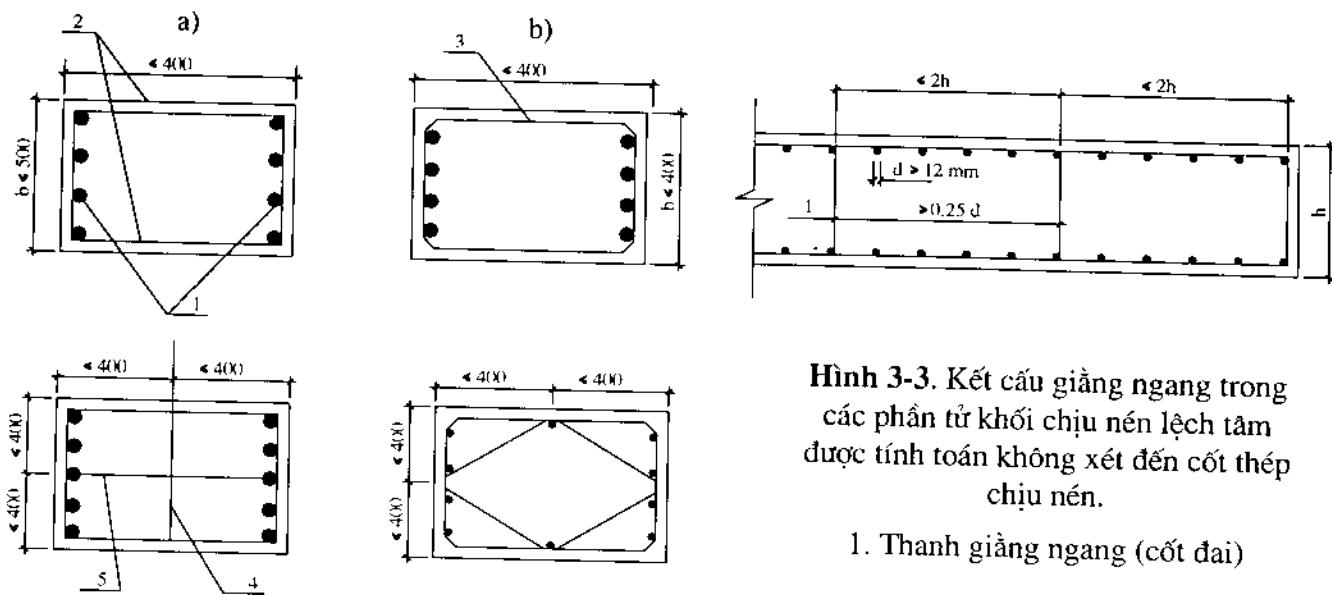
Khoảng cách giữa các thanh cốt thép ngang ở mỗi mặt phải không được lớn hơn hai lần chiều rộng (chiều cao) của mặt của phần tử, và không được lớn hơn 500mm.

- 3.2.31. Trong các phần tử thẳng và dài chịu nén lệch tâm cũng như ở vùng chịu nén của các phần tử chịu uốn có cốt thép dọc chịu nén theo tính toán thì cốt thép đai phải được bố trí cách nhau không quá 15d trong trường hợp khung buộc và 20d trong trường hợp khung hàn và cũng không được lớn hơn 500mm.

Tại các vị trí nối chồng (không hàn) của các cốt chịu lực không hàn hoặc nếu tổng hàm lượng cốt thép dọc của phần tử chịu nén lệch tâm lớn hơn 3% thì khoảng cách giữa các cốt đai không được lớn hơn 10d và không được lớn hơn 300mm.

- 3.2.32. Trong các phần tử chịu nén lệch tâm có cốt thép dọc chịu nén theo tính toán thì kết cấu của các cốt đai phải sao cho các thanh cốt thép dọc (ít nhất là cách một) được bố trí ở các chỗ uốn của cốt đai, còn các chỗ bên này phải cách nhau không quá 400mm theo chiều rộng của cạnh của phần tử. Khi số thanh cốt thép dọc ở một cạnh không lớn hơn 4 và chiều rộng của cạnh của phần tử không lớn hơn 500mm, khi dùng khung hàn và không lớn hơn 400mm khi dùng khung buộc thì cho phép một cốt đai bao toàn bộ các thanh cốt thép dọc (hình 3.2.).

- 3.2.33. Trong các phần tử khối lớn chịu nén lệch tâm được tính toán không xét đến các cốt thép chịu nén thì khoảng cách giữa các thanh giằng cấu tạo ngang (cốt đai) được phép tăng đến hai lần chiều cao (chiều rộng) của phần tử (hình 3.3).



Hình 3-3. Kết cấu giằng ngang trong các phần tử khối chịu nén lệch tâm được tính toán không xét đến cốt thép chịu nén.

1. Thanh giằng ngang (cốt đai)

Hình 3-2. Kết cấu các cốt đai hàn và buộc trong các phần tử chịu nén lệch tâm có cốt thép dọc chịu nén tính toán.

- a) Cốt thép khung hàn; b) Cốt thép khung buộc
 1. Các khung hàn phẳng; 2. Các thanh liên kết; 3. Cốt đai buộc; 4. Khung hàn phẳng trung gian
 5. Đai móc câu

3.2.34. Đường kính của cốt đai trong các khung của phần tử chịu nén lệch tâm không được nhỏ hơn $0,25d$ trong đó d -đường kính lớn nhất của các thanh cốt dọc.

Tỷ số giữa các đường kính cốt thép ngang và cốt thép dọc trong khung hàn và lưới hàn phải lấy theo bảng 3-2.

3.2.35. Để đảm bảo néo cốt thép ngang các liên kết của cốt thép dọc và ngang trong các khung hàn phải được thực hiện theo các yêu cầu của các điều 3.4.1 + 3.4.8. Trong các khung buộc các cốt đai phải được cấu tạo sao cho tại các chỗ uốn cong của chúng bắt buộc phải có các thanh cốt thép dọc.

Trong trường hợp này trong khung buộc cũng như trong khung hàn, đường kính của thanh cốt thép dọc phải lớn hơn đường kính của thanh cốt thép ngang.

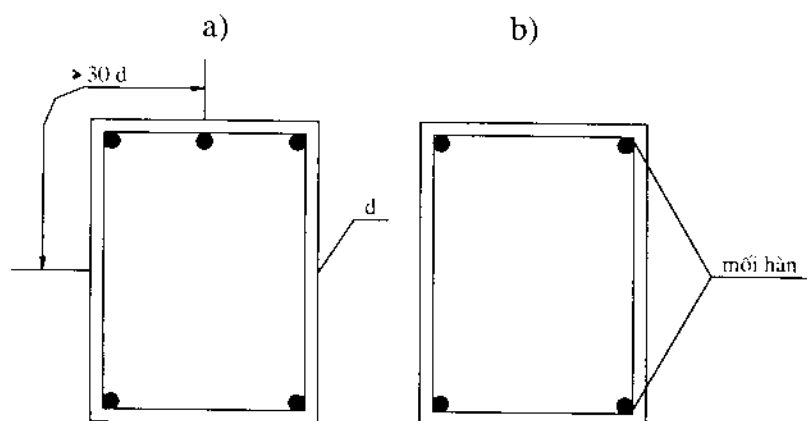
3.2.36. Trong các rầm và sườn có chiều cao lớn hơn 150mm cũng như trong các bản lắp ghép kiểu nhiều lỗ rỗng xuyên có chiều cao lớn hơn 300mm phải bố trí cốt thép ngang.

Trong các bản liên tục có chiều dày bất kỳ cũng như trong các rầm và sườn có chiều cao bằng hoặc nhỏ hơn 150mm, trong các bản lắp ghép nhiều lỗ rỗng xuyên có chiều cao bằng và nhỏ hơn 300mm được phép không bố trí cốt thép ngang nếu không cần đến nó theo tính toán.

3.2.37. Khoảng cách giữa các thanh cốt thép ngang, thẳng đứng trong các phần tử không có cốt xiên. Trong các trường hợp cần có cốt thép ngang theo tính toán phải được lấy như sau:

- a) ở đoạn gần gối (không ngắn hơn $1/4$ nhịp): khi chiều cao của mặt cắt $h \leq 450\text{mm}$, không lớn hơn $\frac{h}{2}$ và không lớn hơn 150mm , khi chiều cao $450\text{mm} < h < 2000\text{mm}$, không lớn hơn $\frac{h}{3}$ và không lớn hơn 500mm ; khi chiều cao mặt cắt $h \geq 2000\text{mm}$ không lớn hơn $\frac{h}{3}$;
- b) ở phần nhịp còn lại; khi chiều cao $300\text{mm} < h < 2000\text{mm}$ không lớn hơn $\frac{3}{4}h$ và không lớn hơn 500mm ; khi chiều cao mặt cắt $h \geq 2000\text{mm}$ không lớn hơn $\frac{3}{4}h$.

- 3.2.38 Trong các phần tử làm việc chịu uốn - xoắn với cốt thép là khung hàn, tất cả các thanh cốt thép ngang của cả 2 hướng phải được hàn vào các thanh cốt thép dọc ở góc để tạo nên một đai kín, còn các cốt đai buộc phải được khếp kín bằng một đoạn chồng lên nhau ở các đầu cốt đai bằng $30d$, trong đó d - đường kính cốt thép đai (hình 3-4).



Hình 3.4. Bố trí các cốt thép làm việc chịu uốn

a) Cốt thép buộc b) Khung hàn

Yêu cầu của điều này phải được áp dụng nhất là đối với các rầm biên bị các rầm phụ hoặc bản kê lên chỉ ở một phía cũng như đối với các rầm giữa mà các tải trọng tính toán truyền lên chúng từ các nhịp kề hai bên chênh nhau hơn hai lần.

- 3.2.39. Các cốt thép ngang đặt ở vùng chịu nén lõm phải được neo ở các đầu mút bằng cách hàn hoặc bao ôm lấy cốt dọc.

Khoảng cách giữa các thanh cốt thép ngang được lấy không lớn hơn $1/3h$, chiều rộng của vùng bố trí cốt thép ngang phải không nhỏ hơn $1,5h$ trong đó h - chiều dày của bản.

Cốt thép phân bố và cốt thép lắp ráp

- 3.2.40. Cốt thép phân bố trong các phần tử làm việc một hướng phải không được lớn hơn 15% diện tích cốt thép chịu lực.

Với cốt thép có đường kính lớn hơn 40mm , cũng như trong các bản rầm nên bố trí cốt thép phân bố ở gần với mặt ngoài của kết cấu hơn.

- 3.2.41. Diện tích mặt cắt của cốt thép phân bố trong các bản rầm phải không nhỏ hơn 10% diện tích của mặt cắt cốt thép chịu lực tại vị trí có mômen uốn lớn nhất.

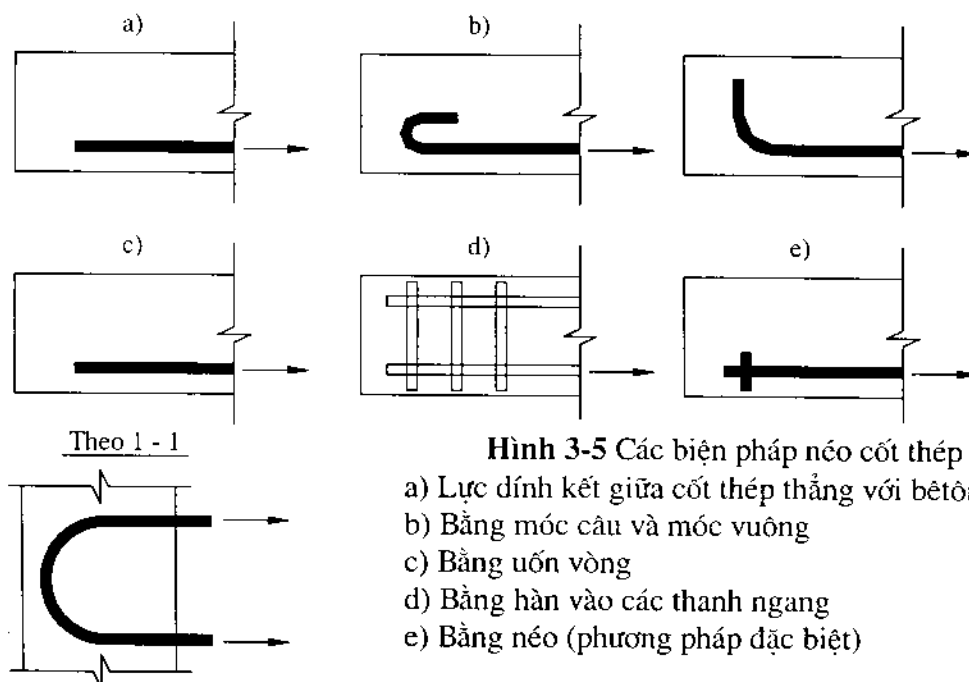
Tỷ số đề nghị giữa đường kính cốt thép chịu lực và cốt thép phân bố được cho ở bảng 3.2.

3.2.42. Cốt thép lắp ráp trong các kết cấu cốt thép phải được sử dụng tới mức tối đa làm cốt thép tính toán của phần tử bê tông cốt thép.

Phải sử dụng cốt thép lắp ráp với khối lượng ít nhất sự cần thiết đặt chúng phải được luận chứng thích đáng.

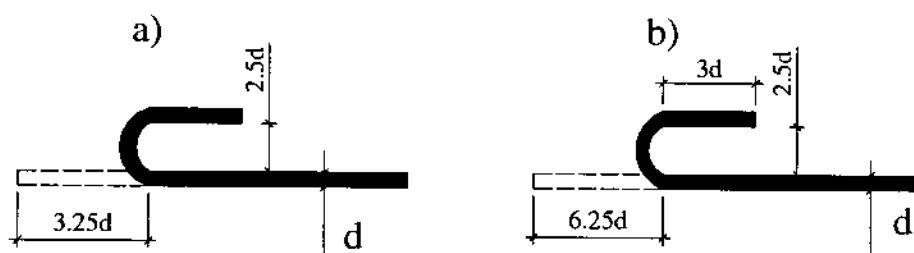
3.3. Néo cốt thép

3.3.1. Khi thiết kế kết cấu bê tông cốt thép phải đảm bảo được độ neo tin cậy của cốt thép vào bê tông, bảo đảm ngăn ngừa được chuyển vị tương đối giữa chúng.



Hình 3-5 Các biện pháp neo cốt thép

- a) Lực dính kết giữa cốt thép thẳng với bê tông
- b) Bằng móc câu và móc vuông
- c) Bằng uốn vòng
- d) Bằng hàn vào các thanh ngang
- e) Bằng neo (phương pháp đặc biệt)



Hình 3-6 Các kích thước của móc ở đầu mút của thanh cốt thép trơn chịu lực

- a) Uốn cốt thép bằng máy
- b) Uốn cốt thép bằng thủ công

Việc neo cốt thép có thể được thực hiện bằng một trong các biện pháp sau đây hoặc bằng tổ hợp của chúng: (hình 3-5)

- Bằng lực dính kết của thanh cốt thép thẳng với bê tông;
- Bằng móc câu hoặc móc vuông;
- Bằng uốn vòng (nối liền 2 thanh cốt thép dọc chịu lực kề nhau);
- Bằng hàn vào các cốt thép ngang;
- Bằng các biện pháp đặc biệt (neo).

3.3.2. Các thanh cốt thép có gờ cũng như các thanh cốt thép trơn dùng trong khung hàn và lưới hàn thì đều không cần móc câu.

Các đầu thanh cốt thép trơn chịu kéo của khung buộc vào lưới buộc phải có móc câu, hoặc móc vuông, hoặc phải được uốn vòng. Kích thước móc néo của cốt thép trơn phải được lấy theo hình 3-6.

3.3.3. Khi thiết kế cốt thép uốn cong, đường kính và góc uốn phải phù hợp với các yêu cầu ở bảng 3.3.

Bảng 3-3

Đường kính uốn nhỏ nhất (theo khoảng cách trong) của thanh thép có đường kính d

Hình thức và đặc điểm uốn	Đường kính cốt thép thanh d (mm)	Đường kính uốn nhỏ nhất (theo khoảng cách trong) đối với cốt thép nhóm		
		A-I; B-I	A-II	A-III
Đường kính uốn được xác định theo khả năng biến dạng dẻo của thanh cốt thép (móc câu, móc vuông, cốt đai)	dưới 20	2,5d	4d	6d
	20 và lớn hơn	2,5d	6d	8d
Đường kính uốn xác định theo khả năng bị vỡ tách của bê tông theo hướng ngang (các thanh uốn vai bờ vòng nối)		10d	10d	15d

3.3.4. Các thanh cốt thép dọc chịu kéo và chịu nén phải được kéo quá mặt cắt thẳng góc hoặc mặt cắt nghiêng với trục dọc mà tại mặt cắt đó chúng được tính toán với đầy đủ cường độ tính toán một đoạn không ngắn hơn L_{aH} được tính theo công thức:

$$L_{aH} = (m_{aH} \cdot \frac{R_a}{R_{np}} + A \lambda_{aH}) d; \quad (3.1)$$

nhưng không được nhỏ hơn $L_{aH} = \lambda_{aH} \cdot d$;

trong đó trị số m_{aH} , $\Delta \lambda_{aH}$ và λ_{aH} , cũng như trị số nhỏ nhất cho phép L_{aH} được xác định theo bảng 3-4; đồng thời các thanh cốt thép trơn phải có móc ở các đầu mút theo đúng điều 3.3.2 hoặc phải có cốt thép ngang hàn vào chúng theo chiều dài đoạn ngàm chặt.

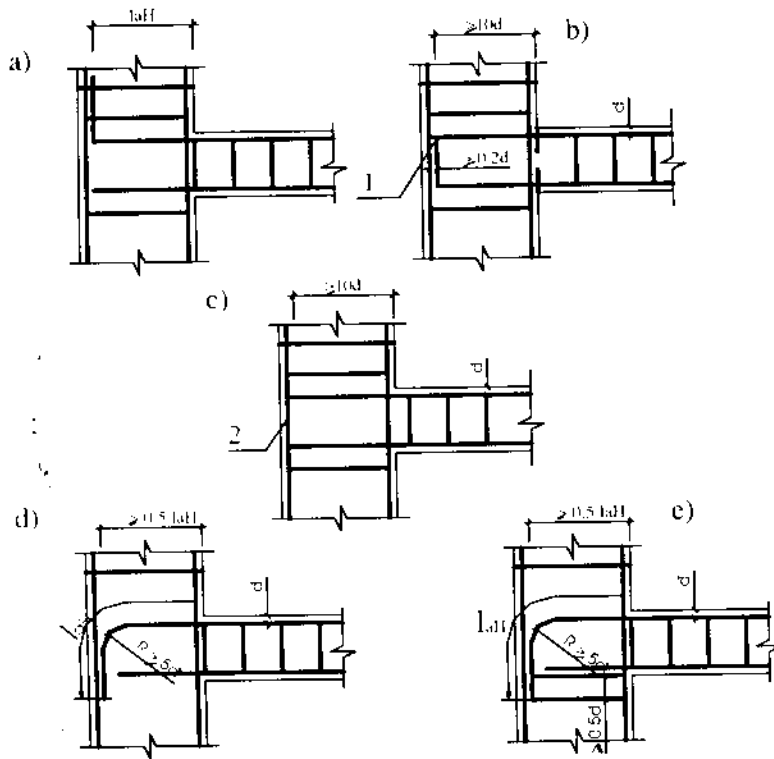
Trị số chiều dài tương đối của néo $\lambda_{aH} = \frac{L_{aH}}{d}$ tính theo công thức (3-1) đối với các mức bê tông khác nhau và đối với các nhóm cốt thép khác nhau được nêu ở bảng 3.5.

Bảng 3-4

Điều kiện làm việc của cốt thép	Các thông số xác định chiều dài neo của cốt thép							
	Cốt thép có gờ				Cốt thép trơn			
	m_{aH}	$\Delta\lambda_{aH}$	λ_{aH}	L_{aH} (mm)	m_{aH}	$\Delta\lambda_{aH}$	λ_{aH}	L_{aH} (mm)
			Không nhỏ hơn				Không nhỏ hơn	
Ngàm của cốt thép chịu kéo trong vùng bê tông chịu kéo	0,7	11	20	250	1,2	11	20	250
Ngàm của cốt thép chịu nén hoặc kéo trong vùng bê tông chịu nén	0,5	8	12	200	0,8	8	15	200

Nếu các thanh cốt thép bị neo được bố trí với độ an toàn về diện tích mặt cắt so với diện tích yêu cầu theo tính toán về độ bền thì có thể giảm chiều dài neo L_{an} . Chiều dài này được tính toán theo công thức 3.1 trong đó nhân R_a với tỷ số giữa diện tích cốt thép cần thiết theo tính toán trên diện tích mặt cắt thực tế của cốt thép.

3.3.5. Khi không có khả năng thực hiện các yêu cầu ở điều 3.3.4 thì phải dùng các biện pháp đặc biệt để neo các thanh cốt thép dọc (hình 3-7, b, c, d, e).



Hình 3-7 Neo cốt thép ở gối hàn

- a) Bằng cách kéo dài cốt thép thêm 1 đoạn L_{an}
b) Bằng cách neo hàn
c) Bằng cách hàn cốt thép vào các chi tiết dặt sẵn
d) Bằng cách uốn cốt thép
e) Bằng cách uốn cốt thép và bố trí cốt đai phụ thêm.
1. Chi tiết neo
 2. Chi tiết dặt sẵn
 3. Cốt đai phụ thêm, ngăn cản không cho thanh cốt thép trượt ra.

Bảng 3-5

Điều kiện làm việc	Nhóm cốt thép	Chiều dài tương đối của neo cốt thép khi mức bê tông bằng								
		150	200	250	300	350	400	450	500	600
Trong bê tông chịu kéo $L_{an} \geq 250\text{mm}$	A-I	47	39	34	30	27	25	24	23	21
	A-II	38	32	28	25	23	22	21	20	20
	A-III	45	37	33	29	26	25	23	22	21
Trong bê tông chịu nén	A-I	32	27	23	21	19	18	17	16	15
	A-II	27	23	20	18	17	16	15	14	13
	A-III	32	27	24	21	19	18	17	16	15

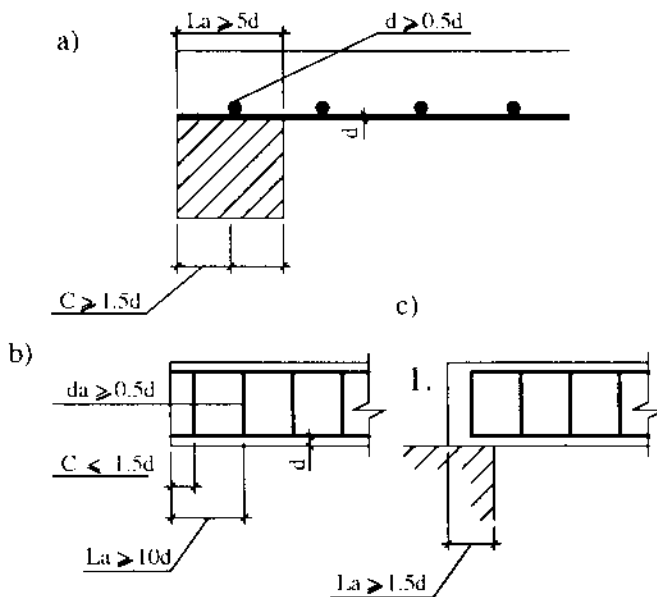
a) Bố trí ở các đầu của thanh cốt thép các neo đặc biệt dạng bản mỏng nhỏ, thép góc,... Trong trường hợp này, diện tích tiếp xúc của neo với bê tông từ điều kiện độ bền chịu nén cục bộ, không được nhỏ hơn $\frac{N_n}{2.5R_{np}}$ với N_n là nội lực trong thanh được neo.

Chiều dày của bản neo không được nhỏ hơn $1/5d$ của thanh cốt thép được neo và không được nhỏ hơn 6mm, chiều dài neo của thanh cốt thép phải được xác định bằng tính toán chịu chế và lấy không nhỏ hơn $10d$ (hình 3-7b, c).

- b) Uốn thanh cốt thép phải néo lượn một góc 90° theo cung tròn có bán kính không nhỏ hơn $5d$ đồng thời chiều dài của đoạn thẳng ở phần đầu ngàm không được nhỏ hơn $0,5L_{an}$ (hình 3-7d).
- c) Trên chiều dài đoạn ngàm hàn ít nhất 2 thanh néo ngang có đường kính không nhỏ hơn $0,5d$ của cốt dọc. Trong trường hợp này chiều dài của đoạn néo L_{an} được xác định theo điều 3.3.4; đối với cốt thép gờ cho phép giảm đi $5d$, còn đối với cốt thép trơn thì không cần móc câu (hình 3-7e).

3.3.6. Để đảm bảo néo tất cả các thanh cốt thép dọc kéo dài vào gối, ở các gối biên tự do của các phần tử chịu uốn phải thoả mãn các yêu cầu sau đây:

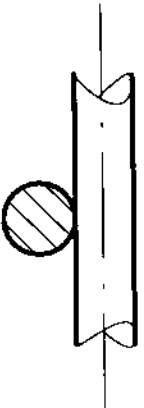
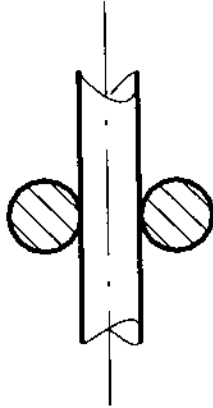
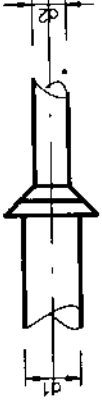
- a) Nếu theo tính toán không cần đặt cốt thép ngang thì đoạn kéo dài L_a của các thanh chịu kéo vào quá mặt trong của gối tựa tự do phải không được nhỏ hơn $5d$. Trong các lưới hàn và khung hàn có cốt thép dọc chịu lực là thép trơn, trên đoạn L_a của mỗi thanh cốt thép dọc chịu kéo phải hàn ít nhất là một thanh thép ngang (néo) đặt cách đầu khung (lưới) một đoạn $c \geq 1,5d$. Đường kính của thanh néo d ở các rầm và sườn không được nhỏ hơn $1/2$ đường kính của thanh cốt thép dọc (hình 3-8,a).

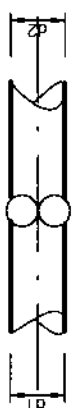
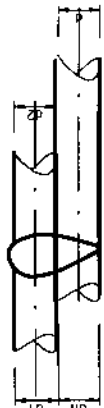
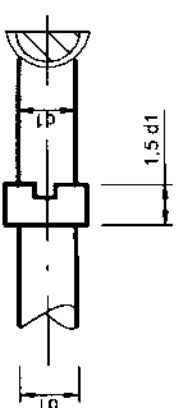
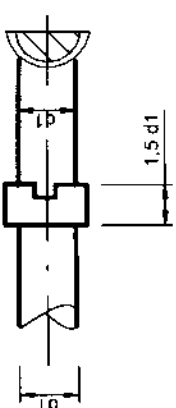


Hình 3-8. Néo cốt thép ở các gối tự do

- a) Khi không có cốt thép ngang tính toán
b) Khi có cốt thép ngang tính toán
c) Tấm néo
1. Tấm néo

Bảng 3-6. Các dạng liên kết hàn chủ yếu của cốt thép thanh

Dạng liên kết	Ký hiệu dạng liên kết	Sơ đồ cấu tạo của liên kết	Vị trí của thanh	Phương pháp hàn	Cấp cốt thép	Đường kính cốt	Chú thích
1	2	3	4	5	6	7	8
1. Dạng chữ thập	KT-2		Ngang	Điểm tiếp xúc	A-I A-II A-III B-I Bp-I	6-40 10-80 6-40 3-8 3-5	Trong các liên kết dạng KT-2 và KT-3 tỷ số của đường kính nhỏ hơn của thanh nhỏ hơn và tỷ số của đường kính thanh nhỏ hơn và đường kính thanh $\geq 0,25-l$.
	KT-3		Ngang	Điểm tiếp xúc	A-I A-II A-III		Trong các liên kết dạng KT-3 tỷ số của đường kính nhỏ hơn của thanh giữa đường kính lớn hơn của một trong những thanh biên có kích thước như nhau không được nhỏ hơn 0,5. Vị trí của các thanh có thể là thẳng đứng khi hàn bằng các kẹp treo
	KC-O		Ngang	Điểm tiếp xúc	A-I A-II A-III		Được dùng khi có các tải trọng tĩnh và động đất, tỷ số $\frac{d_2}{d_1} \geq 0,85$
2. Hàn đối	KC-P		Như trên	Như trên			Để nghị sử dụng đối với kết cấu làm việc chịu tải trọng động. Trong trường hợp này $\frac{d_2}{d_1} = 1$. Trong các trường hợp còn lại $\frac{d_2}{d_1} \geq 0,85$
	KC-M		Như trên	Như trên	A-I A-III	10-80 10-70	

3. Hàn đối đầu	BO-B		Ngang	Hàn máng điện cực	A-I A-II A-III	20-40	Được thực hiện trong các máng sử dụng nhiều lần $\frac{d_2}{d_1} \geq 0,85$
	BΠ-Γ		Ngang	Hàn máy bán tự động dưới chất tác dụng	A-I A-II A-III	20-40	Hàn trong các máng sử dụng nhiều lần $\frac{d_2}{d_1} \geq 0,8$. Đối với các liên kết của các thanh ngang không hàn từ phía trên để nghị dùng khuôn đồng đặc biệt có thành nghiêng cho phép nghiêng que hàn với góc tới 30° ; $\frac{d_2}{d_1} = 1$
	BM-3		Như trên	Hàn máng nhiều điện cực	A-I A-II A-III	20-40 20-80 20-40	
	BΠ-E		Ngang và thẳng đứng	Hàn máng bán tự động dưới chất tác dụng	A-I A-II	20-40	Hàn trong máng sử dụng nhiều lần $d_{min} = 12mm$, $d' \geq d''$, cũng nên sử dụng hàn máy một điện cực.
	BM-213		Ngang	Hàn máng nhiều điện cực	A-I A-II A-III	20-40 20 - 80 20 - 40	
			Như trên	Hàn máng một điện cực có máng đệm	A-I A-II A-III	20 - 32 20 - 32 20 - 32	
4. Nối đầu							

5. Nối đầu		Như trên	Hàn máng có máng điện Hàn bán tự động các mối hàn nhiều lớp có máng đệm	A-II A-II A-III	20-40 20-80 20 - 40	Hàn hồ quang hồ với que hàn không bọc thuốc, cho phép đối với các thanh cốt thép có đường kính 25 ÷ 70mm.
6. Nối đầu		Thẳng đứng	Các mối hàn nhiều lớp có hoặc không có máng đệm	A-I A-II A-III	20-40 20 - 80	
7. Nối đầu		Ngang và thẳng đứng	Hàn hồ quang với các nối hàn bên	A-I A-II A-III	10 - 40 10 - 80 10 - 40	R _{mối hàn} = 0,25d, nhưng không nhỏ hơn 40mm; b _{mối hàn} = 0,5d nhưng không nhỏ hơn 10mm;
8. Nối chấp đầu		Ngang và thẳng đứng	-nt-	A-I A-II A-III	10-40 10 - 25 10 - 25	Chiều dày mối hàn: 6d và 3d đối với thép cấp A-I và A-II mức 10Π; 8d và 4d đối với thép cấp A-II mức CT5 và cấp A-III
8. Nối chấp đầu		Ngang và thẳng đứng	-nt-	A-I A-II A-III	10-40 10 - 25 10 - 25	Đối với thép cấp A-I và A-II mức 10Π cho phép dùng các mối hàn 2 phía có chiều dài 4d (xem điểm 7)

Việc dùng liên kết hàn cho cốt thép thanh có đường kính lớn hơn 40mm trong nhiều trường hợp đòi hỏi phải có thiết bị chuyên dùng hoặc quy trình công nghệ riêng và phải được thỏa thuận của người chế tạo thiết bị;

b) Nếu theo tính toán cần phải đặt cốt thép ngang thì đoạn kéo dài của các thanh vào quá mặt trong của gối tự do không được nhỏ hơn $10d$. Trường hợp dùng thép trơn thì trên đoạn L_a của mỗi thanh dọc phải hàn ít nhất hai thanh cốt ngang (néo) có đường kính $d_a \geq 0,5d$, đồng thời khoảng cách từ các thanh neo biên tới đầu mút khung không được lớn hơn $1,5d$ (hình 3-8b).

c) Trường hợp đoạn kéo dài của các thanh cốt thép tại gối tự do được xác định theo các điều 3.3.4 và bảng 3-4 mà nhỏ hơn $10d$ cũng như khi hàn các đầu của các thanh cốt thép vào các chi tiết đặt sẵn đã được neo một cách chắc chắn thì được phép lấy $L_a < 10d$ nhưng không nhỏ hơn $5d$ (hình 3-8, c).

3.4. Nối cốt thép

Nối hàn

3.4.1. Các cốt thép bằng thép gờ cán nóng, thép tròn cán nóng thường phải được sản xuất với việc nối các thanh bằng hàn tiếp xúc, hàn điểm, hàn nối đầu, cũng như bằng hàn hồ quang (hàn máng, và hàn mạch kéo dài) trong các trường hợp nêu dưới đây. Các kiểu nối hàn cốt thép phải được quy định và thực hiện theo các chỉ dẫn trong các tiêu chuẩn nhà nước và trong các tài liệu tiêu chuẩn về cốt thép hàn các chi tiết đặt sẵn của các kết cấu bê tông cốt thép (xem bảng 3-6). Cho phép thực hiện các công tác nối cốt thép không được nêu trong các tiêu chuẩn nhà nước theo các bản vẽ thi công đã được phê chuẩn theo thủ tục quy định.

3.4.2. Hàn tiếp xúc điểm được sử dụng khi sản xuất các khung hàn, lưới hàn và chi tiết đặt sẵn có các liên kết giữa các thanh chồng lên nhau.

3.4.3. Hàn nối đầu tiếp xúc được sử dụng để nối dài các thanh cốt thép phôi. Đường kính của các thanh nối không được nhỏ hơn 10mm.

Chỉ được phép thực hiện hàn tiếp xúc các thanh cốt thép có đường kính nhỏ hơn 10mm, trong nhà máy khi có các thiết bị hàn chuyên dùng.

3.4.4. Để hàn nối đầu các thanh cốt thép thẳng đứng và nằm ngang có đường kính bằng và lớn hơn 20mm, khi lắp đặt cốt thép vào các kết cấu bê tông cốt thép đúc sẵn nên dự kiến hàn máng trong các khuôn tháo lắp (các điểm 3 ÷ 6 của bảng 3.6). Còn để hàn nối đầu các thanh cốt thép có đường kính nhỏ hơn 20mm nên dự kiến hàn hồ quang với các mối hàn có thanh nẹp ống bằng các đoạn thép trơn hoặc hàn chổng (điểm 7.8 của bảng 3-6).

Trong trường hợp này trong bảng kê cốt thép phải kể cả các đoạn cốt thép nẹp để nối các thanh.

3.4.5. Việc thiết kế nối hàn các thanh cốt thép với sự sử dụng các khuôn luân lưu và các chi tiết tạo hình khác phải được thực hiện có tính đến các yêu cầu sau đây:

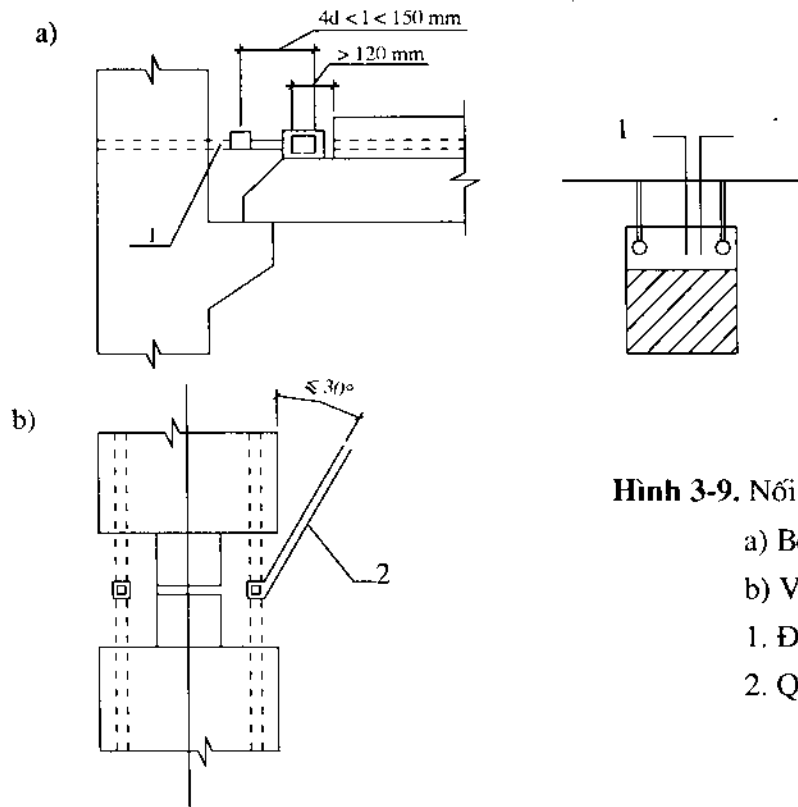
a) Khoảng cách giữa các thanh cốt thép được hàn nối không nên nhỏ hơn 50mm. Khoảng cách từ đầu mút của các thanh cốt thép chờ được nối đến các mặt của phần tử không nên nhỏ hơn 120mm. (hình 3-9a);

b) Vị trí của các thanh cốt thép cần nối phải đảm bảo khả năng đưa được các que hàn tới mối nối với góc không lớn hơn 30° so với hướng thẳng đứng (hình 3-9b);

c) Khe hở giữa các thanh cần nối có đường kính tới 40mm, khi hàn bằng máng hồ quang thường phải nằm trong giới hạn $10 \div 20$ mm (nên lấy trị số tối thiểu).

Nếu khe hở giữa các đầu mút của các thanh bị nối bằng hàn máng hồ quang mà vượt quá trị số cho phép lớn nhất thì cho phép dùng đoạn thanh chấp trung gian có cùng đường kính và nhóm

thép với các thanh bị nối. Khi đó chiều dài đoạn chấp L_a không nhỏ hơn $4d$ và không nhỏ hơn 150mm (hình 3-9a).



Hình 3-9. Nối cốt sử dụng bàn máy hồ quang

a) Bố trí các thanh cần nối

b) Vị trí que hàn điện

1. Đoạn thanh nối trung gian

2. Que hàn

3.4.6. Hàn hồ quang với các đường hàn dài phải được sử dụng.

a) để nối các thanh cốt thép bằng thép cán nóng có đường kính lớn hơn 8mm với nhau và với các thép hình (các chi tiết đặt sẵn) trong điều kiện lắp ráp các sản phẩm cốt thép cũng như nối với các chi tiết để néo và để cố định.

b) khi sản xuất các chi tiết đặt sẵn bằng thép và để nối chúng với nhau trong các mối nối của các kết cấu bê tông cốt thép đúc sẵn trong khi lắp ráp.

3.4.7. Khi không có thiết bị để hàn tiếp xúc cho phép sử dụng hàn hồ quang trong các trường hợp sau:

a) Để nối dài các thanh cốt thép phối bằng thép cán nóng có đường kính bằng và lớn hơn 8mm;

b) Khi thực hiện các mối hàn được tính toán về độ bền trong các lưới và khung cốt thép có các chi tiết cấu tạo bổ sung bắt buộc tại những vị trí nối các thanh cốt thép dọc và ngang, cốt gián tiếp (bản nối, móc vuông, móc câu).

c) Khi thực hiện các mối nối chữ thập không tính về độ bền của các lưới cốt thép bằng các thanh có đường kính bằng và lớn hơn 8mm.

3.4.8. Mối nối chữ thập của cốt thép trong các kết cấu bê tông cốt thép có thể được thực hiện bằng hàn hồ quang với sự tạo hình cường bức cho mỗi hàn.

3.4.9. Để sản xuất lưới hàn và khung hàn bằng cách hàn tiếp điểm phải sử dụng các cốt thép nhóm A-I, A-II, A-III. Cho phép hàn các thanh cốt thép với tổ hợp bất kỳ của các nhóm cốt thép nêu trên.

Góc giữa các thanh được hàn giao nhau thường phải là góc vuông. Khi sản xuất lưới bằng máy hàn nhiều tiếp điểm, góc này có thể khác góc vuông nhưng không được nhỏ hơn 60° .

Không nên hàn hồ quang cho các thanh cốt thép giao nhau bằng thép nhóm A-II mức CT₅ và 18Г 20, cũng như bằng thép nhóm A-III, mức 35Г C.

3.4.10. Các mối hàn nối các thanh cốt thép cán nóng nên được bố trí so lệch hoặc bố trí ở vùng chịu tác dụng của mômen nhỏ. Cho phép hàn nối các thanh cốt thép ở những mặt cắt bất kỳ theo chiều dài của sản phẩm cốt thép. Các mối nối bằng hàn hồ quang phải được bố trí sao cho chúng không cản trở việc đổ bê tông nghĩa là phải bố trí chúng ở các vị trí có ít cốt thép và tránh không bố trí một số mối nối ở trong cùng một mặt cắt v.v...

3.4.11. Trong các kết cấu được tính toán theo chịu mỗi tại một mặt cắt thường không được nối quá nửa số thanh chịu kéo.

Không được phép dùng các mối nối chồng (không hàn và có hàn) các thanh cốt thép chịu kéo trong kết cấu được tính toán theo chịu mỗi.

Các mối nối chồng (không hàn)

3.4.12. Nối cốt thép chịu lực bằng kiểu nối chồng được sử dụng khi nối các khung, lưới cốt thép hàn và buộc, đồng thời đường kính của cốt thép chịu lực không được lớn hơn 36mm.

Không nên bố trí các mối nối chồng của các thanh cốt thép chịu lực nằm ở trong vùng chịu kéo của các phần tử chịu uốn và chịu kéo lệch tâm tại những vị trí sử dụng hoàn toàn cốt thép. Không cho phép dùng các mối nối này trong các phần tử thẳng có mặt cắt hoàn toàn chịu kéo.

3.4.13. Mối nối của các cốt thép chịu kéo hoặc nén cũng như của các lưới và khung hàn trong lưới chịu lực phải có chiều dài đoạn chồng l_H không nhỏ hơn trị số được xác định theo công thức sau:

$$l_H = (m_H \cdot \frac{\sigma_a}{R_{np}} + \Delta\lambda_H) d \quad (3.2)$$

trong đó: σ_a - ứng suất trong cốt thép ở vị trí mối nối chồng ở phía có ứng suất lớn nhất;

Các trị số m_H và $\Delta\lambda_H$ và các trị số nhỏ nhất của l_H và λ_H để xác định chiều dài đoạn chồng trong các mối nối được lấy theo bảng 3-7.

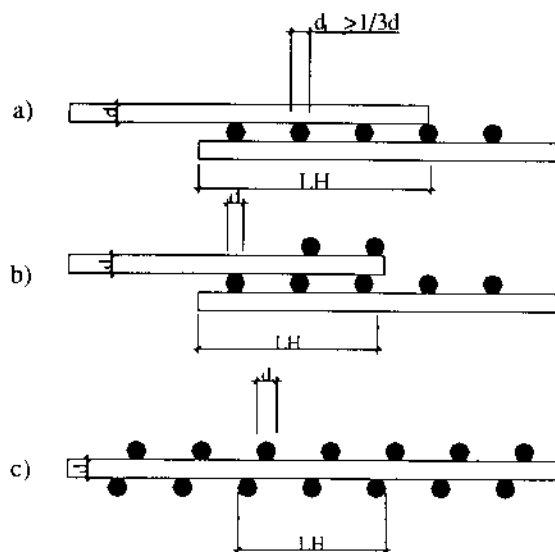
Trong trường hợp bố trí thanh cốt thép ghép đôi chiều dài đoạn chồng được xác định theo công thức 3-2, nhưng lấy $d = d_{np}$, được xác định theo điều 3.2.7.

3.4.14. Các mối nối của các lưới hàn và khung hàn cũng như giữa các thanh chịu kéo nối chồng trong các khung buộc và lưới buộc thường phải được bố trí so le. Đồng thời diện tích mặt cắt của các cốt thép chịu lực được nối tại một vị trí hoặc trong đoạn ngắn hơn chiều dài đoạn nối chồng l_H không được lớn hơn 50% tổng diện tích mặt cắt của cốt thép chịu kéo nếu là thanh thép gờ và không được lớn hơn 25% nếu là thanh thép trơn.

Khoảng lệch của điểm giữa của các mối nối ở các vị trí khác nhau không được nhỏ hơn $1,5l_H$. Cho phép nối không so le các thanh cốt thép riêng biệt các lưới và khung hàn khi bố trí cốt thép theo cấu tạo (không tính toán) cũng như trong các đoạn sử dụng không quá 50% cốt thép.

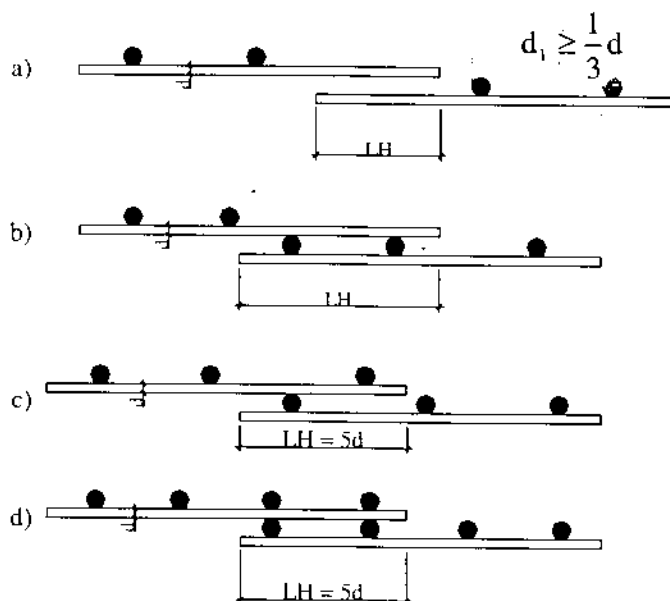
3.4.15. Trong mỗi lưới hàn được nối với nhau ở vùng chịu kéo các thanh chịu lực là thép trơn, trên đoạn chống đầu ít nhất phải có hai thanh cốt thép ngang được hàn với tất cả các thanh dọc của lưới (hình 3-10).

Việc nối các lưới hàn trong hướng cốt thép chịu lực là thép có gờ nhóm A-II và A-III được thực hiện không có các thanh ngang trong phạm vi mối nối trong một hoặc trong cả hai lưới được nối (hình 3-11).



Hình 3-10. Nối các lưới cốt thép hàn bằng mối nối chồng trong hướng cốt thép chịu lực nhóm A-I.

- a) Có bố trí các thanh cốt thép phân bố (cốt thép ngang) trong cùng một mặt phẳng;
b) và c) có bố trí các thanh cốt thép phân bố trong các mặt phẳng khác nhau.



Hình 3-11. Nối các lưới cốt thép hàn bằng mối nối chồng đầu (không hàn) trong hướng cốt thép chịu lực nhóm A-II và A-III.

- a) Không có các thanh cốt thép néo ngang trong phạm vi mỗi nối ở hai lưới;
b) Không có các thanh cốt thép néo ngang trong phạm vi mỗi nối ở một lưới.

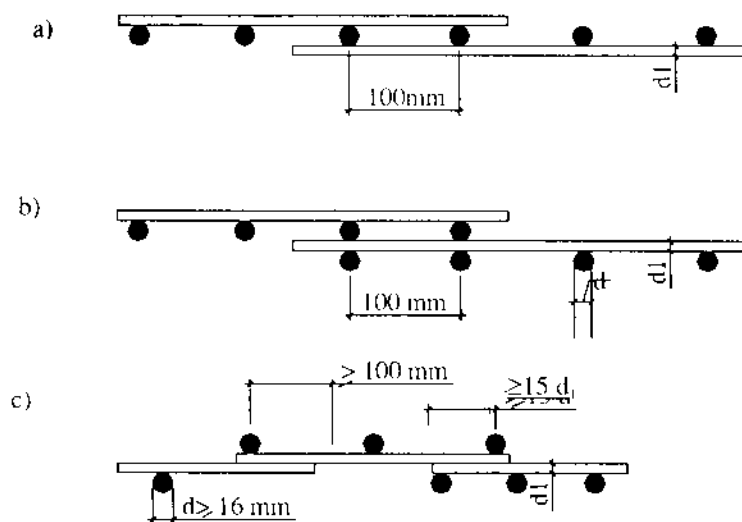
3.4.16. Khi nối chồng các khung cốt thép hàn và buộc của các cột chịu nén đúng tâm và nén lệch tâm trong phạm vi mỗi nối phải bố trí các cốt đai bổ sung để khoảng cách giữa các cốt đai.

Bảng 3-7

Điều kiện làm việc	Các thông số để xác định chiều dài mỗi nối cốt thép kiểu chồng đầu							
	Cốt thép có gờ				Cốt thép trơn			
	m_{HT}	$\Delta\lambda_H$	λ_H	l_H (mm)	m_H	$\Delta\lambda_H$	λ_H	l_H (mm)
			không nhỏ hơn				không nhỏ hơn	
- Mối nối ở vùng bê tông chịu kéo	0,9	11	20	250	1,55	11	20	250
- Mối nối ở vùng bê tông chịu nén	0,65	8	15	200	1,0	8	15	200

3.4.17. Nối các lưới hàn trong hướng không chịu lực được thực hiện bằng kiểu nối chồng có đoạn chồng là 100mm tính theo khoảng cách giữa các thanh chịu lực bằng và lớn hơn 16mm thì các lưới hàn trong hướng không chịu lực được phép đặt đối đầu nhau và sau đó mỗi nối được phủ bằng các lưới bổ sung kéo dài về mỗi phía kể từ mỗi nối một đoạn không nhỏ hơn 15 lần đường kính cốt thép phân bố và không nhỏ hơn 100mm (hình 3-12c). Cho phép bố trí mỗi nối các lưới hàn trong hướng không chịu lực theo kiểu đối đầu không có đoạn chồng và không có các lưới nối bổ sung trong các trường hợp sau:

- a) Khi bố trí các giải lưới hàn theo hai phương vuông góc với nhau;
 b) Khi ở vị trí nối có cốt thép cấu tạo bổ sung trong hướng của cốt thép phân bố.



Hình 3-12. Các lưới hàn trong hướng cốt thép phân bố

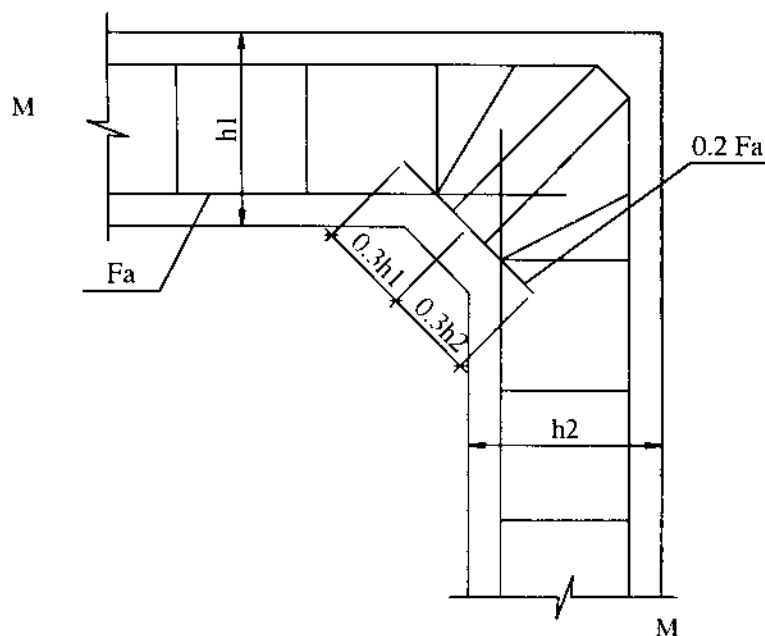
- a) Nối tiếp khi bố trí các thanh chịu lực trong một mặt phẳng
 b) Cũng như vậy nhưng trong các mặt phẳng khác nhau
 c) Đặt đối đầu có phủ lên một lớp lưới bổ sung khi đường kính cốt thép chịu lực bằng 16 mm và lớn hơn.

3.4.18. Khi nối chồng các thanh được nối phải nằm càng sát nhau càng tốt. Khoảng cách trong giữa các thanh được nối không được vượt quá $4d$. Các mối nối chồng kế nhau không được bố trí quá gần nhau. Khoảng cách trong giữa chúng không được nhỏ hơn $2d$ (d - đường kính của các thanh cốt thép được nối) và không được nhỏ hơn 30mm.

3.4.19. Nối các lưới cốt thép hàn theo hướng chịu lực có thể được thực hiện bằng kiểu nối chồng với các thanh cốt thép phân bố được đặt ở một hoặc ở các mặt phẳng khác nhau.

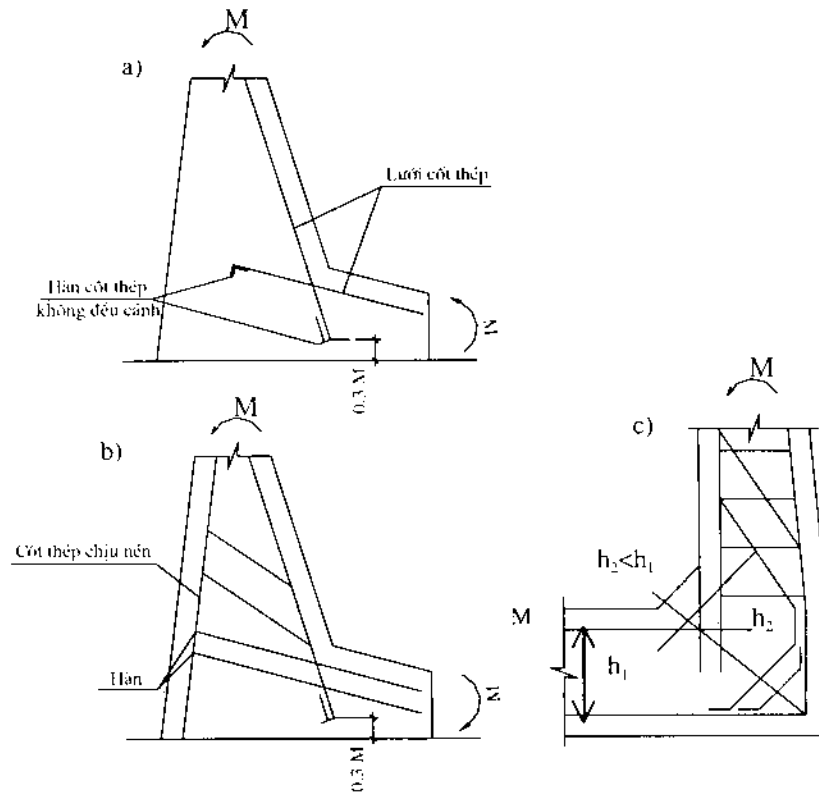
3.5. Bố trí cốt thép ở các liên kết góc

3.5.1. Tại các góc liên kết lõm của các phần tử bê tông trong vùng chịu kéo phải dự kiến bố trí các thanh cốt thép bổ sung ở dạng các thanh ngắn. Các thanh này phải được hàn vào các thanh cốt thép chịu lực chính và kéo dài về hai phía của đường phân giác một đoạn không nhỏ hơn 0,3 chiều cao mặt cắt của phần tử. Diện tích mặt cắt của các thanh ngắn này phải bằng 20% diện tích mặt cắt của các thanh chịu lực chính (hình 3.13).



Hình 3-13. Sơ đồ bố trí cốt thép tại góc lõm nối chuyển trong vùng chịu kéo của các phần tử bê tông cốt thép.

- 3.5.2. Cốt thép tính toán ở các liên kết góc của các phần tử phải được neo chắc chắn vào vùng chịu nén của bê tông (hàn vào cốt thép chịu nén nếu có) xem hình 3.14.
- 3.5.3. Các góc lõm của các phần tử thuộc kết cấu tường chắn đất có cốt thép chịu kéo phải được bố trí cốt thép theo một trong các cách sau:
- a) Bằng các lưới hàn, giao nhau có các thanh cốt thép chịu kéo được đưa vào vùng chịu nén của bê tông một đoạn dài l_{II} theo các chỉ dẫn bảng 3.5.



Hình 3-14 Các sơ đồ bố trí cốt thép ở các liên kết góc của các kết cấu bê tông cốt thép khối lớn

Trong trường hợp này vùng chịu nén của bê tông được xác định từ giả thiết giai đoạn làm việc đàn hồi của các mặt cắt tính toán tương ứng:

- b) Khi không có khả năng thực hiện các yêu cầu của các điều 3.5.2. và 3.5.3a thì phải áp dụng các biện pháp đặc biệt để neo các cốt thép chịu lực cụ thể là bố trí ở đầu các thanh cốt thép chịu lực các chi tiết neo đặc biệt ở dạng hàn thêm các thép góc không đều cạnh (hình 3.14) các tấm neo, v.v...

- 3.5.4. Các liên kết góc của các kết cấu bê tông cốt thép khối lớn có thể được cấu tạo theo hình 3.14.

PHỤ LỤC 1

CÁC THÍ DỤ BỐ TRÍ CỐT THÉP

A- NHÀ TRẠM THỦY ĐIỆN

Nhà trạm thủy điện mang tên Đại hội Đảng cộng sản Liên xô lần thứ 22.

Cốt thép của nhà trạm thủy điện này có đặc điểm là hàm lượng cốt thép không lớn hơn chiều dày của các kết cấu tương đối lớn. Tấm móng được bố trí các giàn cốt thép bao gồm các cốt thép ngang và một phần cốt thép dọc chịu lực phía trên và phía dưới vuông góc với dòng chảy. Phần cốt thép dọc chịu lực bổ sung phía trên và phía dưới thẳng góc với dòng chảy cũng như cốt thép của tấm dọc theo dòng chảy được thiết kế ở dạng các pa-két.

Phần khuỷu của ống hút bố trí các khối cốt thép chịu lực, trong đó đại phía dưới là lớp áo thép.

Trong các phần tử thẳng đứng của nhà trạm: trụ pin và tường thường được bố trí các khối cốt thép.

Toàn bộ các tấm trần khối lớn của ống hút, của đường xả lũ và buồng xoắn đều được thi công không cần giàn giáo, bằng các pa-nen cốt thép kiểu rầm chịu lực có chiều cao $0,4 \div 0,6$ mét, bao gồm toàn bộ cốt thép chịu lực của một hướng được xác định từ tính toán theo tải trọng của giai đoạn vận hành khai thác.

Nhà máy thủy điện Nôvô-xi-bia

Việc sử dụng rộng rãi các lưới cốt thép, khung cốt thép là đặc điểm về các giải pháp kết cấu của nhà trạm này.

Trong các bản khối lớn ở nền và trần của phần dưới nước của nhà trạm chủ yếu sử dụng loại khung cốt thép không gian (khối cốt thép) bao gồm các lưới chịu lực phía trên và dưới được liên kết lại bằng các thanh cốt thép xiên và cốt thép lắp ghép.

Dạng cốt thép khác của các tấm trần khối lớn là loại kết cấu gồm các lưới cốt thép ở mặt trên của tấm được bố trí từng lưới tách rời, ngoài ra lưới cốt thép phía trên được đỡ bằng các kết cấu riêng có dạng khung cốt thép.

Kinh nghiệm trên rất thành công đối với các tấm có các mặt cong không song song.

Trong các trụ pin và tường của phần dưới nước của nhà trạm thủy điện đã sử dụng các loại cốt thép sau: Khi chiều dày tới 2m - các khung không gian, bao gồm hai lưới cốt thép bố trí trên các mặt của trụ pin hoặc của tường và các cốt thép lắp ghép liên kết các lưới nói trên, khi chiều dày lớn hơn 2mét - dùng các lưới tách rời và được gia cường bằng các sườn cứng thẳng đứng dạng sóng bằng cốt thép.

Mỗi lưới được lắp ghép tách rời. Các lưới được liên kết cứng với nhau tại chỗ bằng các thanh cốt thép lắp ghép hàn chặt vào các sườn cứng nêu trên.

Nhà máy thủy điện Bukhơ-tar-min-xkaia

Tấm móng của nhà trạm thủy điện được bố trí các lưới cốt thép phía trên, trong đó liên kết tất cả các cốt thép chịu lực. Các thanh cốt thép của lưới có đường kính $\Phi 16\text{mm}$.

Trong các tấm trần của ống hút được đặt các rầm bê tông cốt thép đúc sẵn có mặt cắt chữ T, trong đó tập trung toàn bộ cốt thép chịu lực.

Chỉ được phép bố trí cốt thép lẻ trong các trường hợp mà do các đặc điểm cấu tạo không thể lắp ráp các kết cấu cốt thép được.

Các trụ pin, tường và phần lọc mở rộng của ống hút được bố trí các lưới cốt thép có các thanh

cốt thép $\Phi 16\text{mm}$. Các tấm trần khối lớn của phần dưới nước của nhà trạm được thi công theo 2 phương pháp:

- a) Trên các dàn giáo sử dụng luân lưu;
- b) Dùng các kết cấu cốt thép chịu lực có treo các ván khuôn vào chúng.

Nhà máy thủy điện Vót-kin-xkaia

Các đặc điểm về giải pháp cấu tạo của nhà trạm là việc sử dụng bê tông cốt thép đúc sẵn và ứng suất trước và các loại khung cốt thép khác nhau.

Việc bố trí cốt thép cho các công trình trong trường hợp khi mà cốt thép không nằm trong các pa-nen cốt thép phải được thực hiện bằng cách sử dụng các kết cấu cốt thép không và các kết cấu cốt thép phẳng: các giàn cốt thép, khung cốt thép, lưới cốt thép và pa-kết. Chỉ cho phép bố trí các thanh cốt thép rời trong các trường hợp đặc biệt khi các đặc điểm cấu tạo không thể lắp ráp được các kết cấu cốt thép.

Kích thước của từng kết cấu cốt thép trên mặt bằng khoảng 6×15 mét và trọng lượng giới hạn tới 10 tấn.

Để đơn giản sơ đồ bố trí cốt thép và tăng độ chính xác của việc nối các thanh cốt thép, các kết cấu cốt thép phức tạp được thiết kế thành các khối cốt thép ghép lớn không hạn chế kích thước và trọng lượng. Sau khi gia công xong các kết cấu cốt thép nói trên được cắt ra thành các phần riêng biệt để vận chuyển và sau đó được hàn lại tại nơi lắp đặt.

Các khối cốt thép của đoạn lốc của ống hút và vỏ kết cấu bê tông cốt thép bao quanh máy phát là thí dụ về loại kết cấu thép nêu trên.

Kích thước các kết cấu cốt thép và cách bố trí chúng, được quy định từ điều kiện số mỗi hàn trong khối đổ bê tông phải là ít nhất. Dạng cơ bản về hàn nối tiếp các thanh cốt thép được dự kiến trong thiết kế là dạng hàn máng, tuy nhiên ngoài hiện trường đa số các mối hàn được thực hiện theo kiểu hàn hồ quang với các đoạn cốt thép ốp, trong trường hợp đặc biệt được phép hàn chông đầu.

Nhà máy thủy điện Krat-xoi-arxki

Tấm móng của nhà trạm được bố trí các lưới cốt thép, các lưới này liên kết tất cả các cốt thép chịu lực với nhau.

Khuỷu cong của ống hút được bố trí các khối cốt thép chịu lực trong đó có sử dụng lớp vỏ bằng thép.

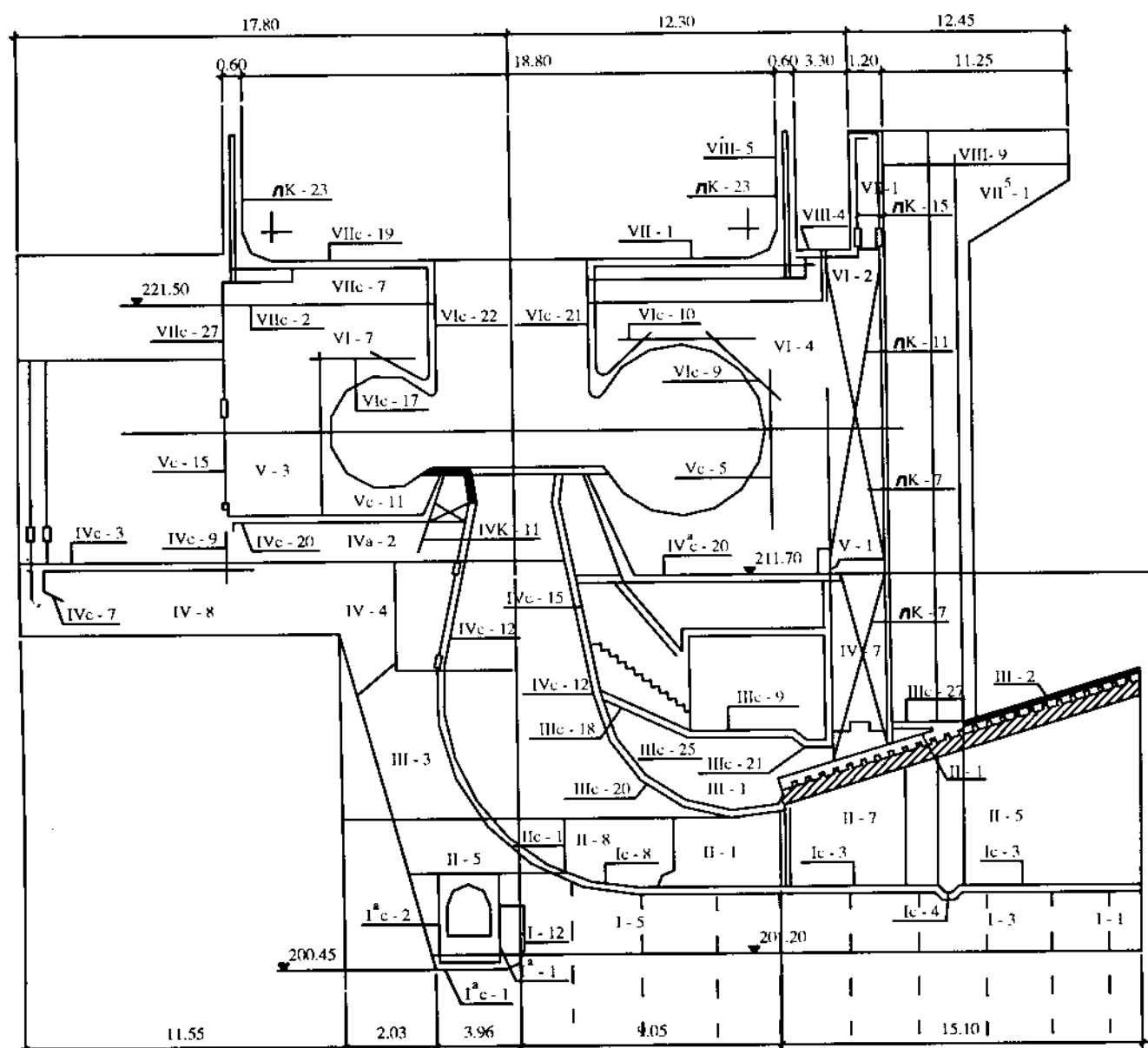
Trong các phần tử thẳng đứng của nhà trạm, trụ pin và tường thường được bố trí khung cốt thép, giàn cốt thép. Chỉ cho phép bố trí các thanh cốt thép rời trong các trường hợp đặc biệt mà vì lý do cấu tạo, không thể lắp đặt được các kết cấu cốt thép.

Để đơn giản sơ đồ cốt thép và tăng độ chính xác của việc nối các thanh, các kết cấu cốt thép phức tạp được thiết kế là các khối cốt thép ghép lớn không hạn chế kích thước và trọng lượng. Sau khi gia công xong, các kết cấu cốt thép này được cắt thành các phần riêng biệt để vận chuyển và sau đó được hàn lại với nhau tại nơi lắp đặt.

Ví dụ về các kết cấu này là các khối cốt thép của các đường dẫn nước, đoạn còn ở đầu ống hút và các vỏ bê tông cốt thép (bao máy phát).

Kích thước của các kết cấu cốt thép và cách bố trí chúng được quy định từ điều kiện số mỗi hàn trong khối đổ bê tông phải là ít nhất. Kiểu cơ bản về hàn nối cốt thép được dự tính trong thiết kế là kiểu hàn máng, nhưng tại hiện trường phần lớn các mối hàn được thực hiện theo kiểu hàn hồ quang có thanh ốp.

Nhà máy thủy điện Dây-xkaia (hình 1,2,3,4,5)



Hình 1. Sơ đồ bố trí cốt thép phần dưới nước của nhà trạm thủy điện Dây-xkaia (cắt 1-1)

Đặc điểm của giải pháp kết cấu của nhà trạm là việc sử dụng bê tông cốt thép lắp ghép các pa-nen cốt thép, các khung cốt thép và lưới cốt thép.

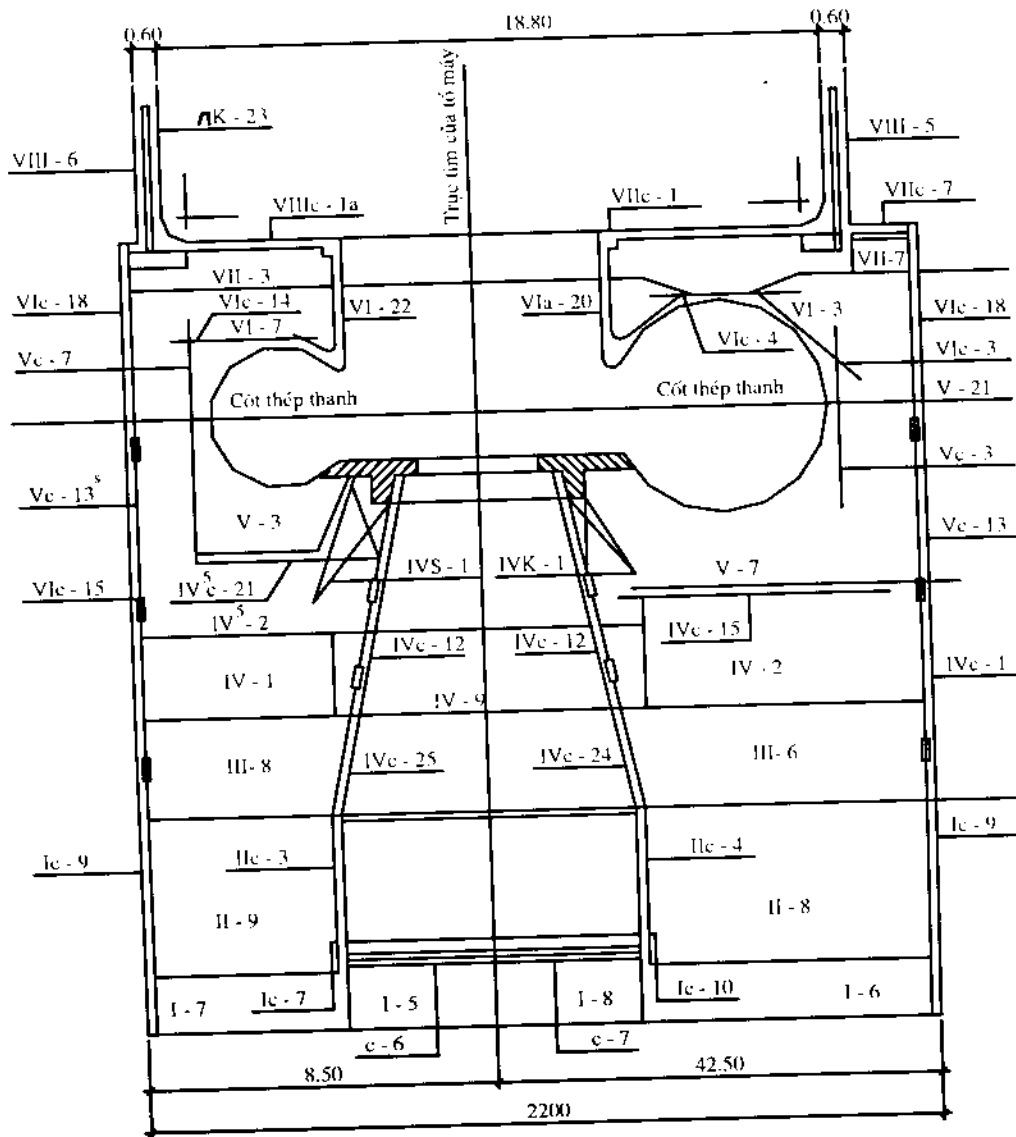
Chỉ cho phép bố trí các thanh cốt thép lẻ trong các trường hợp đặc biệt khi mà vì các đặc điểm cấu tạo không thể lắp đặt được các kết cấu cốt thép.

Tấm móng được neo vào nền đá bằng các bó neo, mỗi bó neo gồm 6 thanh $\phi 22$ nhóm A-II. Bản đáy được bố trí lưới cốt thép phía trên gồm 5 thanh $\phi 20$ nhóm A-II trên một mét. Trụ pin của ống hút được bố trí các khung bằng cốt thép loại $\Phi 25$ -AII.

Trần của các ống hút được thi công bằng các rầm bê tông cốt thép lắp ghép có mặt cắt chữ T trong đó đặt cốt thép chịu lực.

Giữa các rầm đúc sẵn đặt các pa-két cốt thép nhằm bổ sung số cốt thép còn thiếu trong các rầm. Cốt thép phân bố đặt dọc theo dòng chảy trên các sườn của rầm lắp ghép dưới dạng các

pa-kết, cốt thép. Ở đáy khuỷu cong của ống hút được bố trí các thanh thép lè $\Phi 25$ -AII đặt theo các sườn cứng của vỏ kim loại:

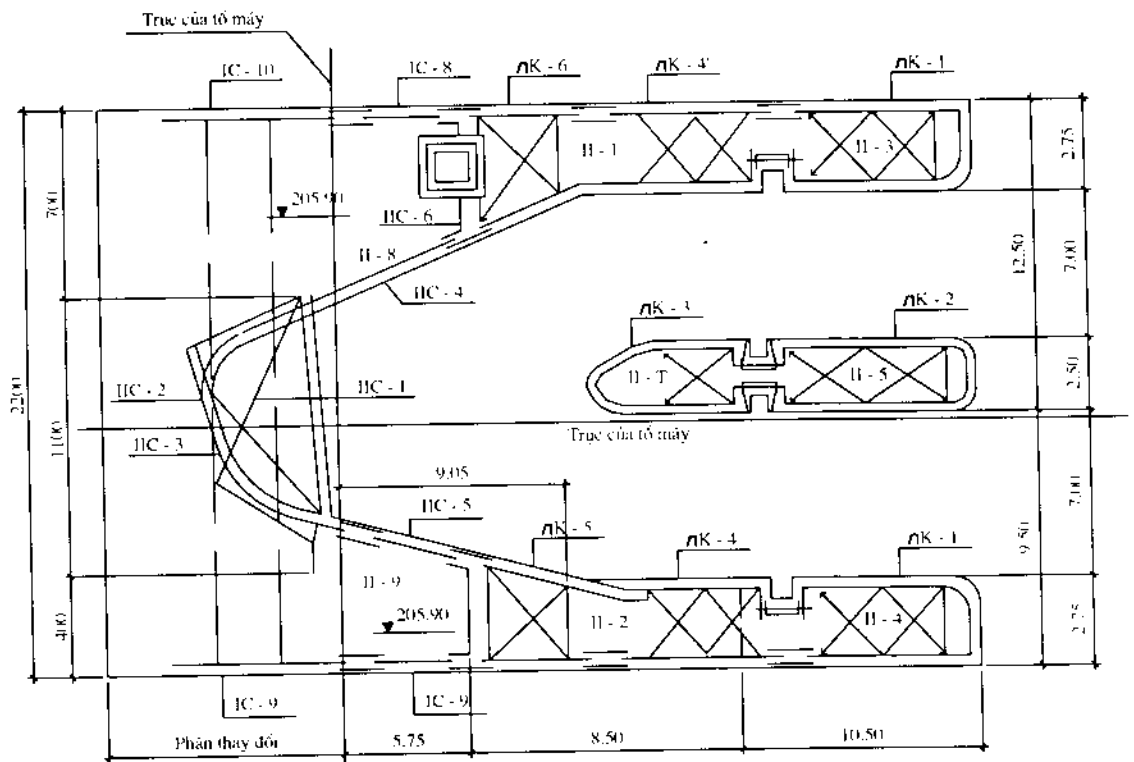


Hình 2: Sơ đồ bố trí cốt thép của phần dưới nước của nhà máy thủy điện Dây-xkaia (cắt 2-2)

Đoạn còn ở đầu ống hút đã bố trí các lưới bằng cốt thép 25-AII có bước bằng 25cm.

Ở tường chịu áp hạ lưu được bố trí các giàn cốt thép với các pa-nen cốt thép treo trên chúng (ở phía hạ lưu trong vùng mực nước thay đổi).

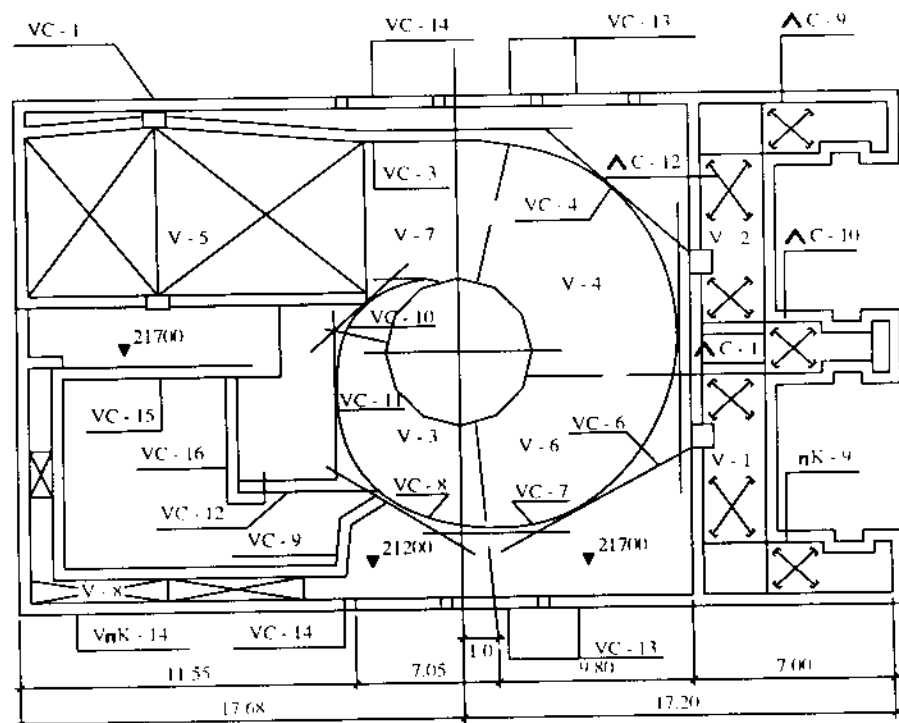
Trong các pa-nen cốt thép có cốt thép chịu lực của tường hạ lưu, trong các tường nhà được bố trí các lưới cốt thép. Trong các khối buồng xoắn bố trí các lưới bằng cốt thép $\Phi 25$ -AII có bước bằng 25cm. Trong tường và sàn của hành lang tiêu nước và tháo cạn của tuyến áp lực của tua-bin bố trí lưới bằng cốt thép $\Phi 25$ -AII. Trần của hành lang được thực hiện bằng bê tông cốt thép lắp ghép (bằng các rầm khi $L = 7$ mét, bằng các bản khi $L = 4$ m) ở trong đặt các cốt thép chịu lực tính toán.



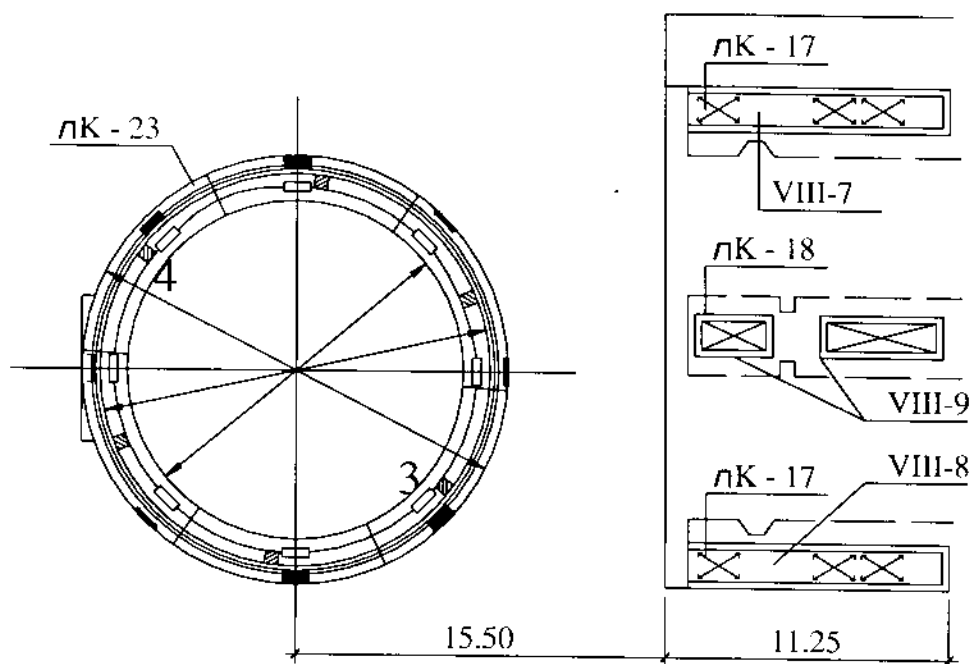
Hình 3: Sơ đồ bố trí cốt thép của ống hút nhà máy thủy điện Dây-xkaia

Giếng vỏ bao quanh máy phát (kết cấu vòng bê tông cốt thép) được bố trí các khung cốt thép với các thanh $\Phi 25$ -AII. Trong công son phía dưới ô hạ lưu của trụ đỡ dưới rầm cầu được bố trí các giàn cốt thép chịu lực, có đai dưới được đổ bê tông liên khối. Độ vươn của công son bằng 6,2 mét.

Để đặt các tổ máy khởi động, tường hạ lưu và các trụ pin được đặt cốt thép phụ thêm dưới dạng các pa-két cốt thép gồm 2 lớp $\Phi 50$ -AII.



Hình 4 – Sơ đồ bố trí cốt thép của buồng xoắn nhà máy thủy điện Dây-xkaia (mặt bằng lớp II).



Hình 5 – Sơ đồ bố trí cốt thép giếng máy phát của nhà máy thủy điện Dăy-xkaia (mặt bằng lớp VIII)

B- TƯỜNG CHẴN ĐẤT

Ví dụ bố trí cốt thép

Để làm các ví dụ về bố trí cốt thép, đề nghị xét 3 tường chắn có chiều cao 15, 5, 25 và 10 mét được thiết kế cho 3 nhà trạm thủy điện.

a) Tường chắn kiểu công xon bằng bê tông cốt thép có phần vưon của bản móng về phía đất đắp (hình 1-7)

Tường cao 15,5 mét, mặt trước của tường thẳng đứng, lưng tường có độ dốc 10: 1.

Tấm móng có chiều rộng 6,5 mét, mặt cắt thay đổi với chiều cao từ 2,5 đến 1,05 mét.

Cốt thép trong tấm móng là lưới cốt thép, cốt thép trong tường là các khung cốt thép không gian K-1, K-2.

b) Tường chắn kiểu công xon bằng bê tông cốt thép có tấm móng vưon về 2 phía của tường thẳng đứng (hình 1-8).

Tường cao 25 mét, mặt trước của tường thẳng đứng, mặt lưng tường có 2 độ dốc thẳng đứng và nghiêng với độ dốc 4: 1.

Tấm móng tiếp xúc với nền đá có chiều rộng 12,8 mét, mặt cắt của nó thay đổi, với chiều dày từ 1,0 ÷ 5 mét, trong tấm móng bố trí các lưới cốt thép, để giữ lưới cốt thép trong vị trí thiết kế đã bố trí khung cốt thép định vị K-3 (hình 1-8);

Tường được bố trí các khung cốt thép không gian K4, K5 và K6;

c) Tường chắn kiểu công xon bằng bê tông cốt thép có tấm móng vưon về cả 2 phía của tường (hình 1.9);

Tường cao 10 mét, mặt ngoài của tường thẳng đứng, lưng tường có độ dốc 6: 1, tấm móng của tường rộng 6.0 mét và có mặt cắt thay đổi với chiều dày từ 1,7 ÷ 0,6 mét.

Tấm móng và tường được bố trí các lưới cốt thép dài 8 mét (hình 1-9).

PHỤ LỤC 2

TÍNH TOÁN KẾT CẤU CỐT THÉP CHỊU LỰC

Các kết cấu cốt thép chịu lực (các giàn cốt thép) được tính toán riêng theo 2 giai đoạn làm việc của chúng.

Giai đoạn thứ nhất, các giàn cốt thép làm việc như kết cấu cốt thép chịu tải trọng do trọng lượng bản thân, trọng lượng ván khuôn và hỗn hợp bê tông mới đổ, tải trọng lắp ráp khi đổ bê tông, áp lực gió lên mặt ván khuôn, v.v....

Giai đoạn thứ 2, giàn cốt thép làm việc cùng với bê tông như các cốt thép bình thường trong mặt cắt bê tông cốt thép chịu toàn bộ tải trọng tính toán.

Việc tính toán phải được bắt đầu từ giai đoạn thứ hai nghĩa là theo các tải trọng khai thác vận hành theo chỉ dẫn trong phần “Quy trình thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép công trình thủy công”.

Khi tính toán theo giai đoạn thứ hai, không xét tới các ứng suất ban đầu trong các phần tử của giàn cốt thép do làm việc ở giai đoạn thứ nhất.

Phải dự kiến chiều cao của giàn cốt thép cũng như phân chia khối đổ bê tông sao cho các tải trọng thi công không làm tăng diện tích mặt cắt của đai chịu kéo của giàn cốt thép so với diện tích của cốt thép dọc chịu kéo được xác định bằng tính toán theo các tải trọng khai thác. Giàn cốt thép gồm các phần tử chịu lực cần thiết cho giai đoạn làm việc thứ nhất và các cốt thép bổ sung cần thiết cho sự làm việc ở giai đoạn thứ 2.

Nên hàn cốt thép chịu lực bổ sung vào các giàn cốt thép chịu lực khi gia công chúng.

Lựa chọn mặt cắt các phần tử của kết cấu cốt thép chịu lực

Khi tính toán kết cấu cốt thép chịu lực phải lấy các tải trọng theo tiêu chuẩn hiện hành về thi công và nghiệm thu các công việc về bê tông và bê tông cốt thép. Các lực trong các thanh của kết cấu thép được xác định bằng phương pháp tĩnh học công trình được dùng để tính toán các thanh của giàn xuyên thông.

Khi xác định nội lực, được phép xem các nút của giàn cốt thép như các liên kết khớp.

Tải trọng ở ngoài nút được thay thế trong tính toán giàn cốt thép bằng các phần lực ở các nút kê bên có xét đến mômen uốn ở các pa-nen đai giàn, ngoài ra được phép coi các pa-nen đai giàn như các rầm kê tự do.

Việc tính toán các phần tử của kết cấu cốt thép phải được tiến hành theo các chỉ dẫn của “tiêu chuẩn thiết kế các kết cấu thép” theo các công thức sau:

a) Khi chịu kéo đúng tâm

$$\frac{N}{F_{HT}} \leq R \quad (1)$$

b) Khi chịu nén đúng tâm

$$\frac{N}{\varphi \cdot F} \leq R \quad (2)$$

c) Khi chịu uốn ở một trong các mặt phẳng chính

$$\frac{M}{W_{HT}^n} \leq R \quad (3)$$

Khi chịu uốn trong 2 mặt phẳng chính:

$$\frac{M_x}{J_{x,HT}} \cdot y \pm \frac{M_y}{J_{y,HT}} \cdot x \leq R \quad (3')$$

d) Khi chịu kéo lệch tâm và nén lệch tâm:

$$\frac{N}{F_{HT}} \pm \frac{M_x}{J_{x,HT}} \cdot y \pm \frac{M_y}{J_{y,HT}} \cdot x \leq R \quad (4)$$

Trong đó: N- lực kéo hoặc nén dọc trục tính toán;

M, M_x, M_y - các giá trị tuyệt đối của mômen uốn tính toán;

R - cường độ chịu kéo hoặc nén tính toán của thép (bảng 1);

F_{HT} - diện tích mặt cắt tính (net-to) của phần tử;

F - diện tích mặt cắt thô (brut-tô) của phần tử;

φ - hệ số uốn dọc được lấy trong bảng 6 theo độ mảnh lớn nhất:

$$\lambda = \frac{l_0}{r} \quad (5)$$

Trong đó: l₀ - chiều dài tính toán của từng nhánh của phần tử của giàn (bảng 4, 5);

r - bán kính quán tính của mặt cắt của thanh đối với trục thẳng góc với mặt phẳng trong đó xác định độ mảnh;

W_{HT}ⁿ - mômen kháng dẻo của mặt cắt giảm yếu

Mômen kháng dẻo W_n bằng 2 lần mômen kháng dẻo của một nửa diện tích mặt cắt đối với trục đi qua trọng tâm mặt cắt. Trị số W_n đưa vào tính toán không được vượt quá 1.2W.

J_{x,HT}, J_{y,HT} - các mômen quán tính của mặt cắt tính ứng với trục x - x và y - y;

x, y - các tọa độ của điểm đang xem xét của mặt cắt đối với các trục chính của nó.

Cường độ tính toán của thép hình và cốt thép được ghi ở bảng 1.

Bảng 1

Trạng thái ứng suất	Cường độ tính toán KG/cm ² của thép nhóm						
	A-I	A-II	A-III Φ 10 ÷ 40	C _{38/23}	C _{44/29}	C _{46/33}	C _{52/40}
Kéo, kéo, uốn	2100	2700	3600	2100	2600	2900	3400

Độ mảnh của các phần tử của giàn cốt thép làm việc tạm thời hoặc trong giai đoạn thi công (để đổ bê tông lòng chưa đông cứng) được phép lấy theo bảng 2

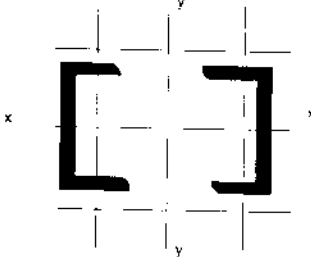
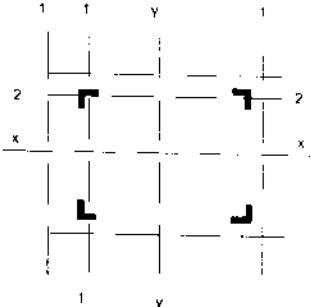
Bảng 2

Các phần tử của kết cấu cốt thép	Độ mảnh cho phép lớn nhất
- Các thanh đai chịu nén, các thanh chéo và các thanh đứng của giàn truyền phản lực gối tựa	150
- Các phần tử chịu nén khác của giàn	200
- Các thanh dùng để giảm chiều dài, tính toán của các thanh chịu nén và các phần tử không chịu lực khác	220
- tất cả các phần tử chịu kéo của giàn khi chịu các tải trọng tĩnh tác động lên kết cấu	400

Chú thích:

1. Độ mảnh giới hạn của các thanh chéo chịu nén (trừ các thanh ở gối tựa) của các kết cấu mạng không gian bằng thép góc đơn được lấy như sau: khi sử dụng khả năng chịu lực của các thanh chéo đến 50% bằng 220; khi sử dụng khả năng chịu lực từ 50 đến 100% nội suy giữa các giá trị từ 220 đến 200.
2. Khi kiểm tra độ mảnh của các thanh chịu kéo của kết cấu mạng giao nhau gồm các thép góc đơn, đều cánh, bán kính quán tính của mặt cắt thép góc được lấy đối với trục song song với bản cánh của thép góc.
3. Đối với các thanh chéo chịu kéo của giàn có các nội lực nhỏ mà tại đó tải trọng được đặt ở vị trí bất lợi, dấu của nội lực có thể thay đổi, độ mảnh giới hạn được lấy như đối với các phần tử chịu nén đồng thời, các bản liên kết phải được bố trí cách nhau không quá 40r.

Bảng 3

Mặt cắt của thanh	Các phần tử dùng để liên kết	Độ mảnh tính đối
	Các bản	$\sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_z^2}$
	Các lưới	$\sqrt{\lambda_y^2 + k \cdot \frac{F}{Fp_1}}$
	Các bản	$\sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2}$
	Các lưới	$\sqrt{\lambda^2 + F \left(\frac{k_1}{Fp_1} + \frac{k_2}{Fp_2} \right)}$

Đối với các thanh ghép (gồm nhiều thanh đơn ghép với nhau) chịu nén đúng tâm có các nhánh các thanh đơn liên kết với nhau bằng các bản nhỏ hoặc lưới, hệ số uốn dọc đối với trụ tự do (vuông góc với mặt các bản nhỏ hoặc lưới) phải được xác định bằng độ mảnh tính đối λ_{np} , tính theo các công thức ở bảng 3.

Các ký hiệu trong bảng 3

λ_y - độ mảnh của toàn thanh đối với trục tự do;

λ - độ mảnh lớn nhất của toàn thanh;

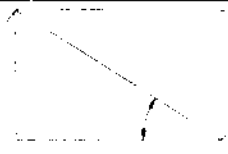
λ_1, λ_2 - độ mảnh của các nhánh riêng rẽ đối với trục 1-1 và 2-2 ở các đoạn nằm giữa các bản nhỏ được hàn để liên kết các nhánh (khoảng cách trong);

F - diện tích mặt cắt của toàn thanh;

Fp_1, Fp_2 - diện tích mặt cắt các thanh chéo của lưới, nằm trong các mặt phẳng vuông góc với các trục tương ứng 1-1 và 2-2;

k_1, k_2 - các hệ số tùy thuộc vào giá trị của các góc 1 và 2 giữa các thanh chéo của lưới và nhánh trong các mặt của các lưới tương ứng (bảng 4).

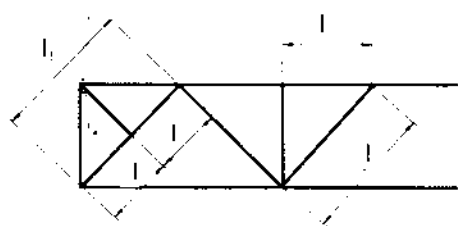
Bảng 4

	$\alpha_1 (\alpha_2)$	30°	40°	45° ÷ 60°
	$k_1 (k_2)$	45	31	25

Chú thích: Độ mảnh của từng nhánh λ_1 và λ_2 ở các đoạn giữa các bản liên kết phải không lớn hơn 40r.

Bảng 5

Hướng uốn dọc	Chiều dài tính toán l_0		
	Của các thanh dài	Của các thanh chéo và thanh đứng ở gối	Của các thanh khác của giàn
- Trong mặt phẳng của giàn	l	l	$0,8 l$
- Trong hướng vuông góc với mặt phẳng của giàn (ngoài mặt phẳng của giàn)	l_1	l_1	l_1



Chiều dài tính toán l_0 , khi xác định độ mảnh của các phần tử có mặt cắt đối xứng qua mặt phẳng của giàn, trừ các thanh giao cắt nhau của giàn mạng phải được lấy theo bảng 5.

l - chiều dài hình học của phần tử (khoảng cách giữa các tâm của các nút), trong mặt phẳng của giàn;

l_1 - khoảng cách giữa các nút để cố định không cho dịch chuyển ra khỏi mặt phẳng của giàn (giữa các thanh dài của giàn các thanh giằng đặc biệt, các tâm trần cứng cố định vào các thanh dài bằng các mối hàn, hoặc bằng bulông v.v....).

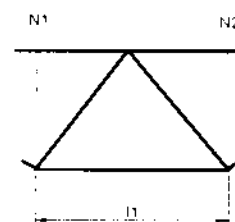
Chú thích:

1. Đối với các phần tử riêng biệt của lưới bằng cốt thép góc đơn, chiều dài tính toán l_0 được lấy bằng chiều dài hình học của chúng.

2. Nếu trên chiều dài l_1 của phần tử có tác dụng của các lực nén N_1 và N_2 , $N_2 < N_1$ thì độ ổn định ngoài mặt phẳng của phần tử này được kiểm tra theo lực lớn hơn N_1 , với chiều dài tính toán $l_0 = l_1 (0,75 + 0,25 N_2/N_1)$.

Chiều dài tính toán l_0 của các thanh giao cắt nhau của giàn với mạng chữ thập khi xác định độ mảnh của chúng, được lấy trong mặt phẳng giàn bằng khoảng cách từ tâm của nút giàn đến điểm giao nhau của chúng ($l_0 = l$); ngoài mặt phẳng của giàn theo bảng 5.

Bán kính quán tính của các phần tử chịu nén là thép góc đơn khi đó phải lấy bằng $r_{\min}$ khi $l = l_1$ và bằng r ứng với tim của mặt cắt thép góc song song với mặt phẳng giàn khi $l_0 = 0,7 l_1$ và $l_0 = l_1$.



Tính toán các liên kết hàn

Lực tính toán do mối hàn góc chịu khi các liên kết giữa các phần tử với nhau và với các mặt phẳng bằng:

$$N \leq (\beta \cdot h_m) l_m \cdot R_k^h;$$

trong đó:

h_m - chiều dày của mối hàn góc được lấy bằng cạnh góc vuông của tam giác cân nội tiếp;

β - hệ số được lấy tùy thuộc vào loại hàn được quy định trong đồ án;

Đối với hàn tay, $\beta = 0,7$;

Đối với hàn nửa tự động $\beta = 0,8$;

Đối với hàn tự động $\beta = 0,9 - 1,0$.

l_m - chiều dài tính toán của mối hàn, bằng chiều dài toàn phần của nó trừ đi 10mm;

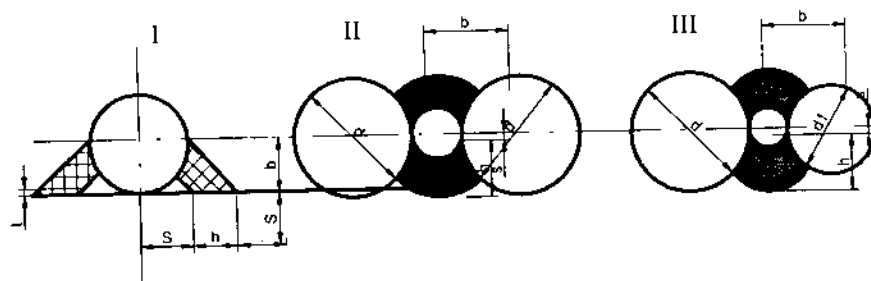
R_k^h - cường độ tính toán của mối hàn góc được lấy theo bảng 6.

Để xác định chiều dài của mối hàn khi hàn các thanh cốt thép với nhau hoặc với các mặt phẳng, có thể sử dụng quan hệ giữa chiều cao có ích của mối hàn h và chiều rộng của mối hàn được đo ngoài thực tế (xem hình 2-1).

Khi hàn các thanh cốt thép tròn với nhau hoặc với mặt phẳng, để đảm bảo chiều dày cần thiết h_m phải cho trước kích thước chiều rộng b của mối hàn, chiều rộng này được xác định theo các công thức (hình 2-1) hoặc theo đồ thị (hình 2-2). Chiều dày của mối hàn không thể đo trực tiếp trong thực tế và được đánh giá theo chiều rộng b của mối hàn.

Bảng 6

Liên kết hàn	Trạng thái ứng suất	Cường độ tính toán R_k^h (KG/cm ²) trong kết cấu bằng thép nhóm			
		A-I và C _{38/23}	A-II và C _{44/29}	C _{46/31}	A-III và C _{52/41}
Hàn góc	Cắt	1500	1800	2000	2200



Hình 2-1

Quan hệ giữa chiều cao có ích của mối hàn và chiều rộng b của nó được xác định theo các công thức nêu dưới đây;

Các công thức để xác định cách hàn các thanh cốt thép tròn đối với các trường hợp đã nêu ở hình 2-1.

Trường hợp I: Khi hàn thanh tròn d với mặt phẳng:

$$S = \sqrt{\left(\frac{d}{2}\right)^2 - \left(\frac{d}{2} - h\right)^2}; \quad b = \frac{(h + S)^2}{d}$$

Trường hợp II: Khi hàn 2 thanh tròn có cùng đường kính với nhau:

$$S = \sqrt{\left(\frac{d}{2}\right)^2 - \left(\frac{d}{2} - \frac{l}{2}\right)^2}; b = \frac{2(h+S)^2}{d}$$

Trường hợp III: Khi hàn 2 thanh tròn có đường kính khác với nhau:

$$S = \sqrt{\left(\frac{d_1}{2}\right)^2 - \left(\frac{d_1}{2} - x\right)^2}$$

Trong đó: $x = \frac{dl - l^2}{d + d_1 - 2l}$

$$\text{và } b = \frac{(h+S)^2}{d_1} - \left(1 - \frac{d_1}{d}\right);$$

Tất cả kích thước trong các công thức nêu trên được tính bằng mm;

d - đường kính của thanh cốt thép lớn hơn;

d_1 - đường kính của thanh cốt thép nhỏ hơn;

l - khoảng cách giữa các điểm mà tại đó bắt đầu có sự hàn chắc khoảng cách này bằng đường kính que hàn.

d_q - trừ đi $1 \div 2$ mm tức là:

$l = d_q - 1$ mm đối với $d_q = 4 \div 8$ mm

$l = d_q - 2$ mm đối với $d_q = 10 \div 12$ mm.

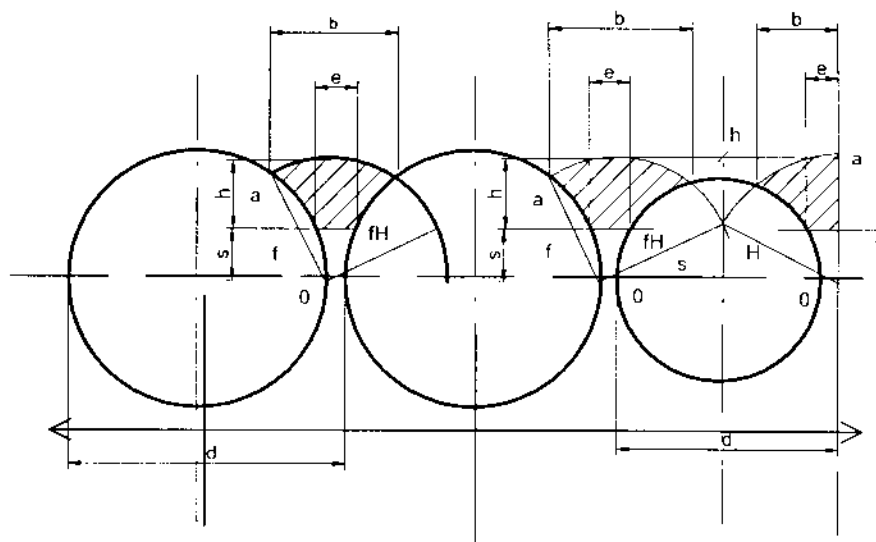
Chú thích:

1. Các mối hàn lồi (góc) ở các thanh tròn (và trường hợp ở hình 1) phải được tính toán theo nội lực tính toán trong thanh và phải có chiều cao làm việc h trong phạm vi $(0,15 - 0,4)d$.

2. h đối với các trường hợp 1 và 2 (hình 2-1) được lấy không nhỏ hơn 4 mm và không lớn hơn $1,5d$.

Kích thước lý thuyết của lưới dạng lượn sóng xem ở bảng 7.

Biểu đồ để xác định chiều rộng của các mối hàn lồi ở các thanh cốt thép tròn



Hình 2-2. Mặt phẳng được hàn với các thanh tròn.

1. Tính toán trị số $l = 0.8d_q$;

trong đó d_q - đường kính que hàn

2. Trong mặt cắt ngang của mỗi liên kết của các thanh được vẽ theo tỷ lệ không nhỏ hơn 1:1. Tìm trên đường tròn vị trí các điểm f mà khoảng cách giữa chúng phải bằng 1 (theo đường song song với OO);
3. Đặt trên đường tròn phải hàn có đường kính lớn hơn, hoặc trên mặt phẳng sẽ hàn với đường tròn đoạn cung (af) hoặc ($a'f$) tương ứng bằng chiều dày đã định (chiều cao làm việc) của mỗi hàn h .
4. Từ tiếp điểm (O) hoặc (O'), với bán kính không đổi bằng đoạn thẳng Oa hoặc $O'a'$ tương ứng; vẽ đường bao bên ngoài của mỗi hàn và xác định chiều rộng b bằng cách đo trực tiếp.

Các kích thước lý thuyết của các lưới lọc sóng

1. Các kích thước (b) của thanh lọc sóng có đỉnh sóng được nắn thẳng (mm).

d (mm)	30"	40"	45"	50"	55"	60"	65"	70"	75"
12	52	56	58	60,5	62,5	65	67	70	72
14	53	57	59	61,5	63,5	66	68,5	71	74
16	53,5	58	60	62	65	67	70	72,5	75,5
18	54	58,5	61	63	66	68	71	74	77
20	54,5	59	61,5	64	67	69,5	72	75	78,5
22	55	60	62,5	65	68	70,5	73,5	77	80
25	56	61	64	66,5	69	72,5	75,5	79	82
28	57	62	65,2	68	71	74	77,5	81	84,5
30	61	66,5	69,5	73	76	79,5	83	87	91
32	65	71	74	77,5	81	86	88,5	92,5	97

Đường kính của các trục dùng để uốn:

$$d_{trục} \min = 28\text{mm}$$

$$d_{trục} \geq d$$

$$b = 1,5d_{trục} + (d + d_{trục}).\text{tg} \frac{\gamma}{2}$$

chiều dài nhánh:

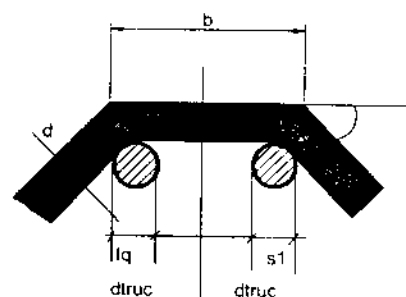
$$S = \frac{h-d}{\sin \gamma}$$

$$\text{Chiều cao sóng } h = \frac{l_s - 2b}{2\text{tg} \gamma}$$

$$\text{Bước sóng: } l_s = 2[(h-d)\text{tg} \gamma + b]$$

Chiều dài của thanh trong phạm vi của sóng:

$$l_j = 2(s + b) = 2\left(\frac{b-d}{\sin \gamma} + b\right)$$



2. Các kích thước (b) và (t) của thanh lượn sóng có đỉnh sóng tròn, (mm).

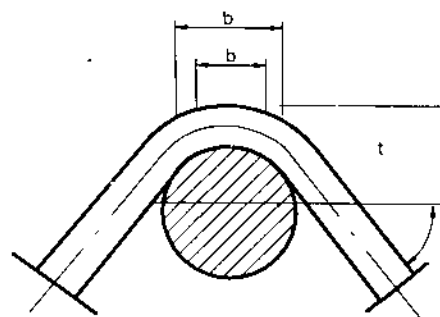
Đường kính của các trục dùng để uốn:

$$d_{\text{trục}} = 50\text{mm}$$

$$b = 0,0349 \gamma \left(25 + \frac{d}{2}\right)$$

$$b_1 = 2 \cdot \sin \gamma \left(25 + \frac{d}{2}\right);$$

$$t = \left[2 \sin^2 \frac{\gamma}{2} \left(25 + \frac{d}{2}\right)\right] + \frac{d}{2}$$



d(mm)	γ	30°	40°	45°	50°	60°	70°	80°	90°
12	b	32	43	48,5	54	64,5	75,5	86,5	97,5
	t	10	13	15	17	22	26	32	37
14	b	33	44	50	55,5	67	78	89	100,5
	t	11	14,5	17,5	18,5	23	28	33	39
16	b	34	45,5	52	57,5	69	80,5	92	103,5
	t	12,5	16	18	20	25	30	35	41
18	b	35,5	47	53,5	59	71	83	95	107
	t	13,5	17	19	21	26	31	37	43
20	b	36,5	48,5	55	61	73	85,5	97,5	110
	t	15	18	20	22,5	27,5	33	39	45
22	b	37,5	50	56,5	62,5	75	88	101	113
	t	16	19,5	21,5	24	29	35	41	47
25	b	39	52	59	65,5	78,5	91,5	105	117,5
	t	17,5	21,5	23,5	26	31	37	43,5	50
28	b	41	54	61	67	81,5	95	109	121
	t	19	23	25,5	28	33,5	39,5	46	53
30	b	42	55,5	63	69,5	83,5	95,5	112	125
	t	20,5	24,5	26,5	29,5	36,5	41	48	55
32	b	43	57	64,5	71,5	85,5	100	114,5	129
	t	21,5	25,5	28	30,5	36,5	43	50	57
36	b	45	59,5	67,5	75	90	105	120	135
	t	24	28	30,5	33,5	39,5	46	53,5	61
38	b	46	61	69	76,6	92	107,5	123	138
	t	25	29,5	32	34,5	41	48	55,5	63
40	b	47	62,5	70,5	78,5	94	110	125,5	141
	t	26	30,5	33	36	42,5	49,5	57	65

Chiều dài đoạn thẳng của 1 nhánh:

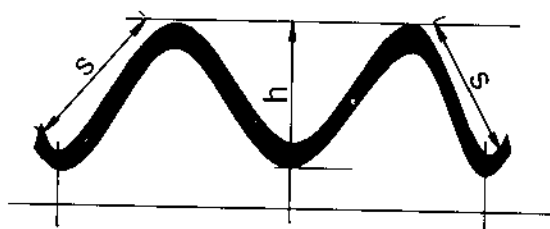
$$s = \frac{h - 2t}{\sin \gamma}$$

Chiều cao: $h = \frac{l_s - 2b_1}{2tg\gamma} + 2t$

Bước sóng: $l_s = 2[(h - 2t)tg\gamma + b_1]$

Chiều dài của thanh trong phạm vi sóng:

$$l_1 = 2(s + b) = 2 \left[\frac{h - 2t}{\sin \gamma} + 0,0349\gamma(25 + \frac{d}{2}) \right]$$



PHỤ LỤC 3

CÁC YÊU CẦU PHẢI ĐƯỢC GHI TRÊN CÁC BẢN VẼ THI CÔNG KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP

A- CÁC YÊU CẦU CHUNG

1. Trong các bản vẽ thi công các kết cấu bê tông cốt thép liền khối phải nêu các yêu cầu chung sau đây:

- Mác thiết kế của bê tông về độ bền chịu nén dọc trục, và trong các trường hợp cần thiết, mác bê tông về chống thấm, về độ bền chịu kéo dọc trục.
- Loại cốt thép (thanh hoặc sợi) và mặt cắt của nó, nhóm cốt thép, còn trong các trường hợp cần thiết (ví dụ đối với các kết cấu được tính toán theo chịu mỏi) và mác của thép, tiêu chuẩn tương ứng về hàn. Trong các trường hợp phức tạp phải nêu cả các phương pháp sản xuất các khung cốt thép không gian (khối cốt thép) và trình tự lắp ráp chúng;
- Các biện pháp về bảo vệ chống ăn mòn và bảo vệ khỏi tác động của nhiệt độ cao nếu cần thiết;
- Chiều dày lớp bê tông bảo vệ cốt thép chịu lực, và cả sự cần thiết bố trí các chi tiết định vị tương ứng nhằm đảm bảo vị trí thiết kế của cốt thép là hình dạng của chúng;
- Trong trường hợp không có các bản tính toán riêng thì trên bản vẽ thi công phải vẽ các sơ đồ tính toán, các tải trọng; và nếu có thể thì cả các lực tiêu chuẩn và tính toán trong các mặt cắt chủ yếu.

2. Trong các bản vẽ thi công các phần tử của kết cấu lắp ghép, ngoài các số liệu đã nêu ở trên phải ghi rõ:

Các kích thước nhỏ nhất của các đoạn nối;

Mức độ (chất lượng) hoàn thiện bề mặt (nếu cần thiết);

Vị trí để móc cầu các phần tử khi nâng hạ và lắp ghép (trong trường hợp cần thiết), vị trí các vật kê của chúng khi vận chuyển và xếp ở kho bãi;

Các yêu cầu về đánh dấu tại nhà máy để bảo đảm việc lắp ghép thành cụm lớn được chính xác

- Trong một số trường hợp cần thiết, phải nêu cả các sơ đồ thí nghiệm, các trị số tải trọng, độ võng và các đại lượng cần kiểm tra khác;
- Khối lượng của phần tử lắp ghép.

B- CÁC YÊU CẦU ĐỐI VỚI BẢN VẼ CỐT THÉP

Các bản vẽ cốt thép được chia ra làm bản vẽ sản xuất các kết cấu cốt thép (các thành phẩm cốt thép) và bản vẽ lắp ráp (để lắp ráp kết cấu cốt thép trong khối đổ bê tông của công trình).

Nếu công tác cốt thép được thực hiện với việc sử dụng các thành phẩm cốt thép, (lưới, khung, giàn cốt thép, v.v...) thì phải lập các bản vẽ về các thành phẩm này (theo các mẫu đã quy định).

Cốt thép trong các mặt chính diện và trong các mặt cắt ngang nhìn được từ phía bên, được vẽ bằng một đường kẻ có chiều dày bằng $\frac{2}{3}s$, còn trong các mặt cắt bằng dấu chấm tròn cốt thép

đai được thể hiện bằng các đường có chiều dày $\frac{s}{2}$ còn trong các mặt cắt chỉ thể hiện các móc uốn của cốt thép nhóm AI.

Trong các bản vẽ lắp ghép nếu cốt thép của kết cấu là các lưới và khung thì kết cấu cốt thép phải được ký hiệu bằng các chữ cái quy ước.

Việc đánh số các thành phẩm cốt thép trong các kết cấu bê tông cốt thép đổ tại chỗ được lấy theo toàn bộ công trình hoặc theo một phần công trình.

Cấm không được vẽ các thanh cốt thép bằng 2 đường trừ các chi tiết được vẽ với tỷ lệ lớn ($1 \div 5$).

Trên bản vẽ chỉ thể hiện các mối hàn lắp ráp với các chỉ dẫn về chiều dài và chiều dày của các mối hàn và phương pháp gia công chúng. Các mối liên kết hàn của cốt thép được thể hiện trên bản vẽ bằng các ký hiệu quy ước đã quy định.

Trong phần chú thích trên các bản vẽ các thành phẩm cốt thép cần phải nêu các phương pháp gia công hàn điện các khung cốt thép và lưới cốt thép, phương pháp nối cốt thép, liên kết cốt thép với thép hình, hoặc phải ghi các tài liệu chuẩn liên quan.

Khi bố trí các thanh cốt thép riêng biệt thì trên mặt bằng, trong các mặt cắt hoặc mặt chính diện phải có hình vẽ kèm của từng cây cốt thép.

Trong bảng kê cốt thép và hình khai triển phải chỉ rõ nhóm thép theo các loại cốt thép được kê trong bản kê, còn trong các trường hợp cần thiết phải ghi cả mác của cốt thép.

Nếu trong các khối khác nhau của một công trình có cùng các thành phẩm cốt thép thì giữ nguyên mác (mã hiệu) của các thành phẩm này cho tất cả các khối.

Nên thể hiện các thành phẩm cốt thép trên các bản mẫu in sẵn.

Đối với các lưới cốt thép đơn giản có thể dùng các bản mẫu trên đó có vẽ các lưới và trên các phần tử của lưới sẽ ghi các kích thước cần thiết.

Lưới vẽ trên các bản mẫu phải có dạng hình chữ nhật, không có lỗ không có các đoạn uốn, cũng như không có các thanh vượt ra khỏi mặt phẳng của lưới. Cốt thép của lưới không được có nhiều hơn 2 cỡ đường kính khác nhau.

Trên các bản vẽ cốt thép phải bố trí:

- a) Bảng liệt kê các phần tử kèm theo sơ đồ đánh mã số;
- b) Bảng kê các thanh cốt thép cho một phần tử;
- c) Hình khai triển thép cho một phần tử;
- d) Các chỉ tiêu cơ bản của khối.

Khi giá trị chiều dài của thanh có cùng một số ký hiệu trên sơ họa mà thay đổi thì phải ghi các giới hạn chiều dài từ l_1 đến l_n , còn trong bảng kê các thanh thì phải cho chiều dài trung bình l_m .

Tỷ lệ vẽ trong các bản vẽ cốt thép được lấy bằng 1:20 và 1:50 tùy thuộc vào kích thước của kết cấu và độ phức tạp của nó.

Các hình vẽ chi tiết (các nút) có thể sử dụng tỷ lệ 1:15 và 1:10, các mặt cắt của phần tử dùng tỷ lệ 1:10 và 1:20.

Việc đánh số các kết cấu cốt thép và các thanh cốt thép lẻ trong mỗi bản vẽ lắp ghép phải được bắt đầu từ số thứ nhất.

MỤC LỤC

Trang

PHẦN I: TÍNH TOÁN KẾT CẤU BÊ TÔNG VÀ BÊ TÔNG CỐT THÉP THUYẾT CÔNG

1. NHỮNG YÊU CẦU TÍNH TOÁN CƠ BẢN VỀ TẢI TRỌNG	5
2. VẬT LIỆU DÙNG TRONG CÁC KẾT CẤU BÊ TÔNG VÀ BÊ TÔNG CỐT THÉP	11
Bê tông	11
Cốt thép	18
Các đặc trưng tiêu chuẩn, tính toán của cốt thép	19
3. TÍNH TOÁN CÁC BỘ PHẬN KẾT CẤU BÊ TÔNG VÀ BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN NHÓM THỨ NHẤT	21
Tính toán các bộ phận bê tông theo độ bền	21
Các bộ phận chịu nén lệch tâm	24
Tính toán các bộ phận bê tông cốt thép theo độ bền	33
Tính toán các mặt cắt thẳng góc với trục dọc của bộ phận theo độ bền	34
Những bộ phận chịu uốn	34
Tính toán mặt cắt hình chữ nhật	35
Tính toán mặt cắt hình chữ T (hoặc chữ I)	38
Các ví dụ tính toán	41
Tính toán theo độ bền các mặt cắt nghiêng với trục dọc của bộ phận theo tác dụng của lực ngang (lực cắt)	68
Tính toán các bộ phận chỉ có cốt đai, không có cốt xiên	72
Tính toán các bộ phận có cốt xiên	75
Tính toán các bộ phận có chiều cao thay đổi chịu tác dụng của lực ngang	75
Tính toán các công xon ngắn	78
Tính toán bộ phận bê tông cốt thép theo tác dụng cục bộ của tải trọng	97
Tính toán chịu nén thủng	100
Tính toán theo độ bền các mặt cắt không gian của các bộ phận làm việc chịu xoắn – uốn	101
Các bộ phận có mặt cắt hình chữ nhật	101
Các phương pháp đơn giản tính toán mặt cắt không gian	104
Tính toán các bộ phận bê tông cốt thép theo chịu mỏi dưới tác dụng của tải trọng lặp lại nhiều lần	111
Tính toán rầm bê tông cốt thép chịu lực trong kết cấu lắp ghép - đúc tại chỗ	121
Tính toán rầm bê tông cốt thép đúc sẵn chịu tải trọng bê tông đợt I	123
4. TÍNH TOÁN NHỮNG BỘ PHẬN KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN NHÓM THỨ HAI	128
A. Tính toán các bộ phận bê tông cốt thép theo sự hình thành các khe nứt	128
B. Tính toán những bộ phận bê tông cốt thép theo độ mở rộng của các khe nứt	129
5. TÍNH TOÁN CÁC BỘ PHẬN CỦA CÁC KẾT CẤU BÊ TÔNG VÀ BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO TÁC ĐỘNG CỦA NHIỆT ĐỘ VÀ ĐỘ ẨM	150
Phụ lục 1 Độ võng giới hạn cho phép của các bộ phận kết cấu bê tông cốt thép	163
Phụ lục 2 Các trị số của hệ số γ	164
Phụ lục 3 Các biểu đồ để xác định hệ số Ψ_s	166

Phụ lục 4		169
Phụ lục 5		173
Phụ lục 6		179
Phụ lục 7	Biểu đồ về sự thay đổi các trị số trung bình của các hệ số chùng ứng suất nhiệt	180
Phụ lục 8	Các ký hiệu chữ chủ yếu	180

PHẦN II: CẤU TẠO CỐT THÉP CỦA CÁC KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP THỦY CÔNG

Phạm vi áp dụng		182
Các chỉ dẫn chung		182
1. CÁC SƠ ĐỒ BỐ TRÍ CỐT THÉP CỦA CÔNG TRÌNH		183
1. Các quy định chung		183
2. Các sơ đồ đề nghị bố trí cốt thép cho các bộ phận của công trình		183
- Bố trí cốt thép các tấm móng		183
- Bố trí cốt thép các kết cấu thẳng đứng		184
- Bố trí cốt thép các tấm sàn		184
- Bố trí cốt thép buồng xoắn và đường dẫn nước		186
- Bố trí cốt thép các giếng của máy phát		189
- Bố trí cốt thép các kết cấu khối lớn và tường chắn đất		191
2. CÁC NGUYÊN TẮC THIẾT KẾ KẾT CẤU CỐT THÉP		192
2.1. Các chỉ dẫn chung		192
2.2. Kết cấu cốt thép không chịu lực		193
2.3. Kết cấu cốt thép chịu lực		199
2.4. Kết cấu panen cốt thép		201
2.5. Kết cấu thép bê tông cốt thép		203
3. NHỮNG ĐIỀU CẦN BIẾT VỀ CẤU TẠO VÀ NỐI TIẾP CỐT THÉP		204
3.1. Phân loại và sử dụng cốt thép		204
3.2. Bố trí cốt thép và đặc điểm bố trí cốt thép lớp bê tông bảo vệ		206
- Khoảng cách giữa các thanh cốt thép		206
- Cốt thép dọc		207
- Bố trí cốt thép ở các lỗ		208
- Cốt thép ngang		209
- Cốt thép phân bố và cốt thép lấp ráp		212
3.3. Néo cốt thép		213
3.4. Nối cốt thép		220
- Nối hàn		220
- Các mối nối chồng (không hàn)		222
3.5. Bố trí cốt thép ở các liên kết góc		224
Phụ lục 1	Các thí dụ về bố trí cốt thép	226
Phụ lục 2	Tính toán kết cấu cốt thép chịu lực	232
Phụ lục 3	Các yêu cầu phải được ghi trên các bản vẽ thi công kết cấu bê tông cốt thép	241

QUY TRÌNH THIẾT KẾ KẾT CẤU BÊ TÔNG VÀ BÊ TÔNG CỐT THÉP CÔNG TRÌNH THỦY CÔNG

Chịu trách nhiệm xuất bản:

VỤ KHOA HỌC CÔNG NGHỆ

Cơ quan xuất bản:

TRUNG TÂM THÔNG TIN NÔNG NGHIỆP VÀ PHÁT TRIỂN NÔNG THÔN.