

www.mientayvn.com

Khi đọc qua tài liệu này, nếu phát hiện sai sót hoặc nội dung kém chất lượng xin hãy thông báo để chúng tôi sửa chữa hoặc thay thế bằng một tài liệu cùng chủ đề của tác giả khác. Tài liệu này bao gồm nhiều tài liệu nhỏ có cùng chủ đề bên trong nó. Phần nội dung bạn cần có thể nằm ở giữa hoặc ở cuối tài liệu này, hãy sử dụng chức năng Search để tìm chúng.

Bạn có thể tham khảo nguồn tài liệu được dịch từ tiếng Anh tại đây:

http://mientayvn.com/Tai_lieu_da_dich.html

Thông tin liên hệ:

Yahoo mail: thanhlam1910_2006@yahoo.com

Gmail: frbwrthes@gmail.com

Theo yêu cầu của khách hàng, trong một năm qua, chúng tôi đã dịch qua 16 môn học, 34 cuốn sách, 43 bài báo, 5 sổ tay (chưa tính các tài liệu từ năm 2010 trở về trước) Xem ở đây

**DỊCH VỤ
DỊCH
TIẾNG
ANH
CHUYÊN
NGÀNH
NHANH
NHẤT VÀ
CHÍNH
XÁC
NHẤT**

Chỉ sau một lần liên lạc, việc dịch được tiến hành

Giá cả: có thể giảm đến 10 nghìn/1 trang

Chất lượng: Tạo dựng niềm tin cho khách hàng bằng công nghệ 1. Bạn thấy được toàn bộ bản dịch; 2. Bạn đánh giá chất lượng. 3. Bạn quyết định thanh toán.



TRƯỜNG ĐẠI HỌC KIẾN TRÚC HÀ NỘI
HAU – WEBSITE: HAU.EDU.VN

Bộ môn: Kết cấu bê tông cốt thép – Gạch đá

Môn học

KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP – GẠCH ĐÁ

Tài liệu học tập

Giáo trình chính:

1. Ngô Thế Phong và nhóm tác giả. Kết cấu bê tông cốt thép (phần cấu kiện cơ bản, kết cấu nhà cửa, kết cấu đặc biệt. NXB Khoa học và Kỹ thuật.
2. Trịnh Kim Đạm và các tác giả. Kết cấu gạch đá và gạch đá cốt thép. NXB Khoa học và Kỹ thuật

Tài liệu tham khảo:

1. Nguyễn Đình Công. Sàn sườn bê tông cốt thép toàn khối. NXB Khoa học và Kỹ thuật.
2. Nguyễn Xuân Bích. Sửa chữa và gia cố kết cấu bê tông cốt thép. NXB Khoa học và Kỹ thuật 2005.

Tiêu chuẩn thiết kế:

1. TCVN 5574-1991 – Kết cấu BTCT – tiêu chuẩn thiết kế
2. TCVN 356-2005 – Kết cấu BT và BTCT – tiêu chuẩn thiết kế



Chương 1

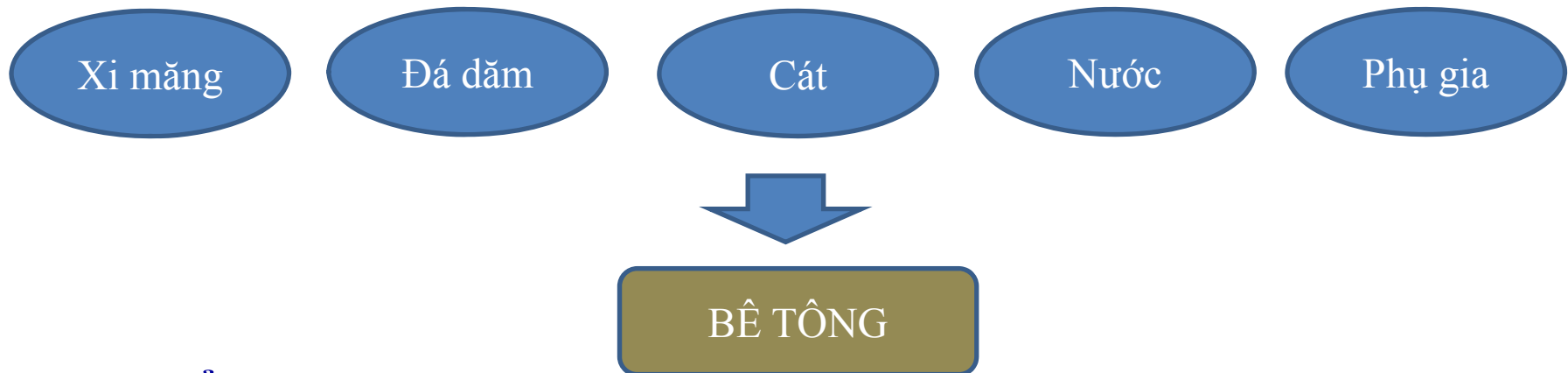
Thực chất của Bê tông cốt thép và tính chất cơ lý của vật liệu

§ 1. Khái niệm chung

1.1. Thực chất của BTCT

1.1.1. Bê tông cốt thép (BTCT) là một loại vật liệu xây dựng phức hợp do bê tông và cốt thép cùng kết hợp chịu lực với nhau.

Bê tông:



Đặc điểm:

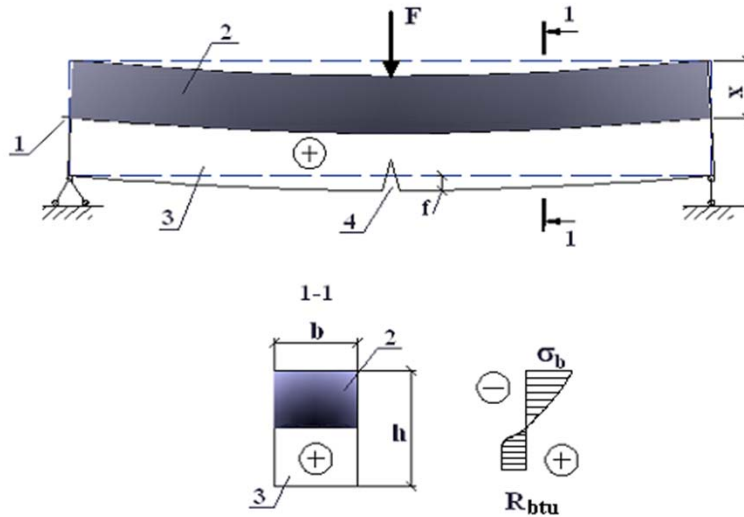
- Chịu nén tốt → Chịu nén trong KCBTCT
- Chịu kéo kém

Cốt thép: - là một lược thép được đặt hợp lý trong Bê tông

Đặc điểm: - Chịu kéo và chịu nén đều tốt

1.1.2. Thí nghiệm hai dầm chịu uốn

Dầm không đặt cốt thép

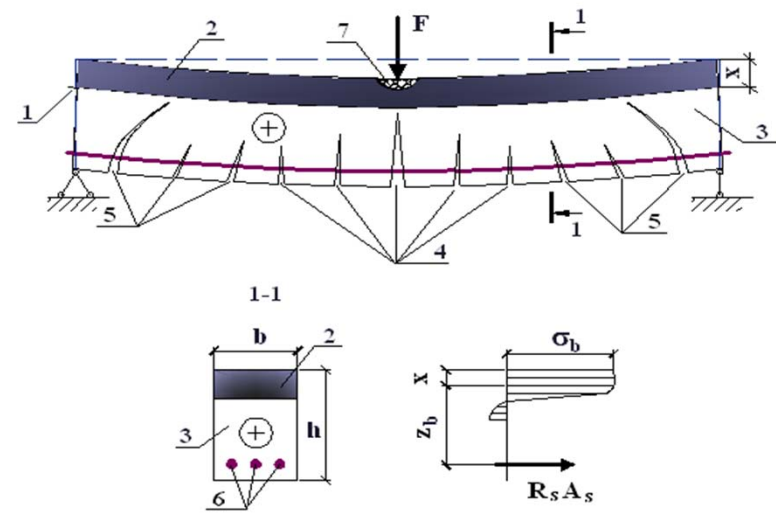


$$\sigma_{bt} > R_{bt} \Rightarrow \text{Dầm bị nứt}$$

$F \uparrow \rightarrow$ Vết nứt dầm phát triển lên phía trên

$F = F_1 \rightarrow$ Dầm bị phá hoại

Dầm có đặt cốt thép



$$\sigma_{bt} > R_{bt} \Rightarrow \text{Dầm bị nứt}$$

$F \uparrow \rightarrow$ Vết nứt dầm phát triển lên phía trên

$F = F_2 \rightarrow$ Dầm bị phá hoại

➔ $F_1 \ll F_2$

Nhận xét:

- Khả năng chịu lực của dầm có đặt cốt thép lớn hơn nhiều lần dầm không đặt cốt thép.
- Bê tông kết hợp với cốt thép làm việc hiệu quả hơn cấu kiện chỉ có Bê tông

1.1.3. Nguyên nhân để bê tông và cốt thép kết hợp làm việc tốt với nhau

- **Lực bám dính giữa Bê tông và cốt thép:** ứng lực được truyền từ bê tông sang cốt thép và ngược lại.

- ❑ Cường độ của bê tông và cốt thép được khai thác tối đa,
- ❑ Bề rộng của khe nứt trong bê tông ở vùng kéo được hạn chế.

- **Giữa Bê tông và Cốt thép không xảy ra phản ứng hóa học:**

Môi trường bê tông là môi trường kiềm do vậy không xảy ra phản ứng hóa học với cốt thép. Ngoài ra bê tông còn bảo vệ cốt thép khỏi bị ăn mòn do môi trường bên ngoài.

- **Bê tông và cốt thép có hệ số giãn nở nhiệt gần như nhau:**

$$\text{BT} - \alpha_{\text{bt}} = (1,0 \div 1,5) \cdot 10^{-5} / \text{độ}$$

$$\text{CT} - \alpha_{\text{bt}} = 1,2 \cdot 10^{-5} / \text{độ}$$

Khi giãn nở vì nhiệt thì ứng suất của cốt thép gây ra trong bê tông không lớn. Do vậy không gây ra phá hoại lực dính giữa chúng.

1.2. Phân loại

1.2.1. Theo phương pháp thi công:

► **BTCT toàn khối (đổ tại chỗ)** – lắp đặt cốt pha, cốt thép và đổ bê tông tại công trình

Bê tông tươi



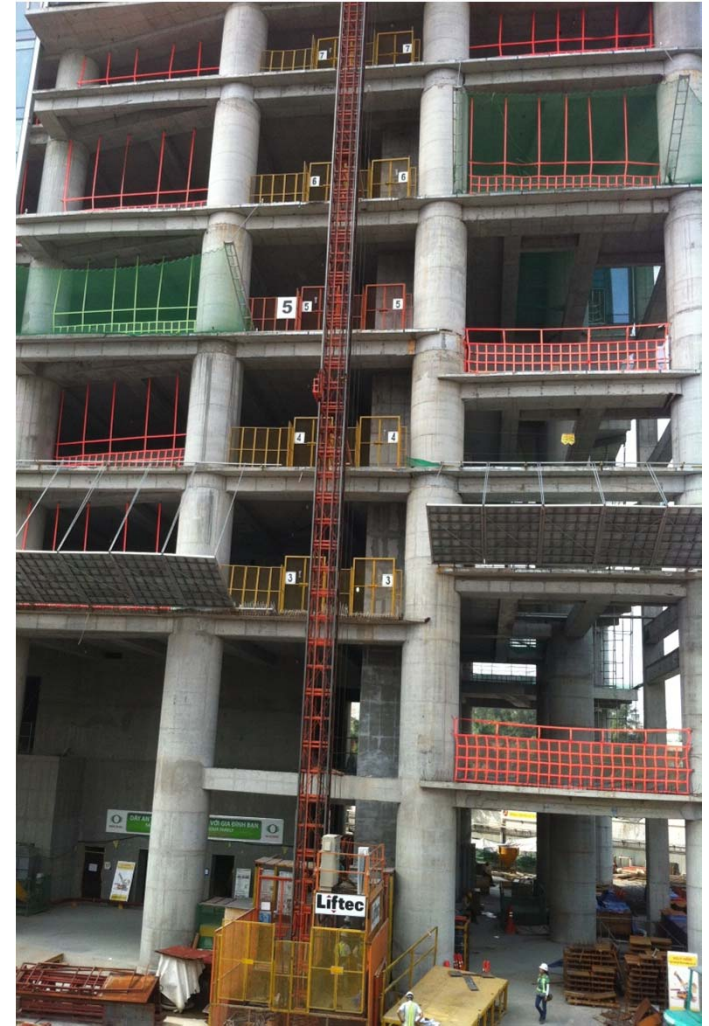
Cốt thép

- Ưu điểm:

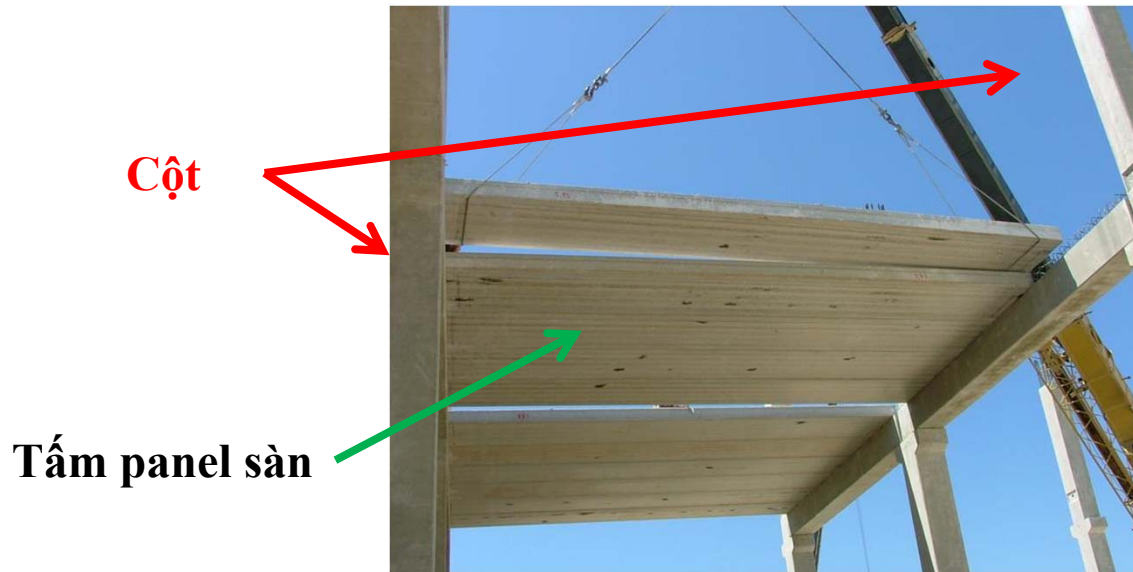
- + Độ cứng không gian của kết cấu lớn;
- + Tăng khả năng chống cháy và độ bền của công trình
- + Chịu lực động tốt.
- + Kiến trúc đa dạng

- Nhược điểm:

- + Chi phí ván khuôn, cây chống cao;
- + Thi công chịu ảnh hưởng nhiều vào thời tiết;
- + Điều kiện thi công khó khăn – điều kiện thi công ngoài trời.



► **BTCT lắp ghép** – kết cấu được chia ra làm các cấu kiện. Các cấu kiện này được sản xuất tại nhà máy hoặc sân bãi. Sau đó được chuyển đến công trình lắp ghép lại với nhau.



- Ưu điểm:

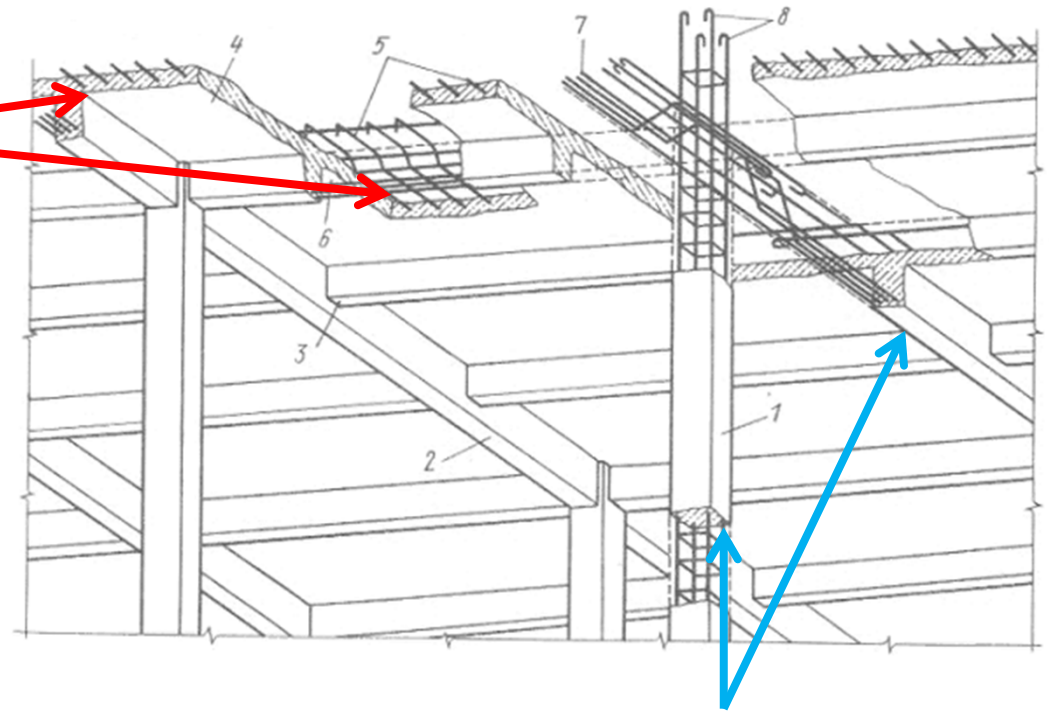
- + Có khả năng công nghiệp hoá cao;
- + Tăng năng suất lao động, rút ngắn được thời gian thi công;
- + Tiết kiệm ván khuôn, cây chống;
- + Chất lượng cấu kiện BTCT được kiểm soát.

- Nhược điểm:

- + khó thi công mối liên kết;
- + Độ cứng tổng thể của kết cấu kém;
- + Tốn kém trong công tác vận chuyển, cầu lắp;
- + Tốn kém vật tư, giá thành cao của các mối liên kết.

► **BTCT bán lắp ghép** – Lắp ghép các cấu kiện được chế tạo chưa hoàn chỉnh. Sau đó đặt thêm cốt thép, ghép cốt pha và đổ BT phần còn lại và mối nối.

Cốt thép chờ



Dầm, cột chưa hoàn chỉnh

- Ưu điểm:

- + Độ cứng của kết cấu cao hơn so với kết cấu lắp ghép;
- + Giảm cốt pha, cây chống.

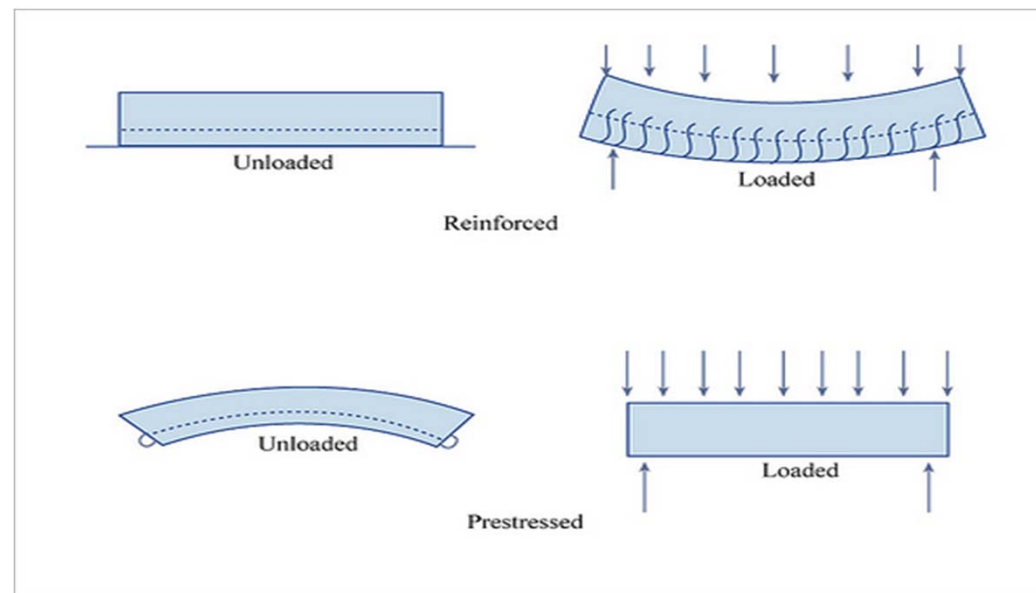
- Nhược điểm:

- + Sản xuất, vận chuyển và lắp ghép phức tạp;
- + Tốn công xử lý mặt tiếp xúc giữa BT cũ và mới.

1.2.2. Phân loại theo trạng thái ứng suất khi chế tạo

✚ **BTCT thường** – Khi chế tạo cấu kiện, ngoài nội ứng suất do co ngót và giãn nở nhiệt trong cốt thép không có ứng suất.

✚ **BTCT ứng lực trước** – Khi chế tạo, người ta căng cốt thép để nén vùng kéo của cấu kiện (BT được U_LT) nhằm không chế sự xuất hiện và hạn chế bề rộng khe nứt.



1.3. Ưu, khuyết điểm và phạm vi sử dụng

1.3.1. Ưu điểm

- Sử dụng vật liệu địa phương (xi măng, cát, đá hoặc sỏi), tiết kiệm thép;
- Khả năng chịu lực lớn hơn so với kết cấu gạch đá và gỗ; chịu được tải trọng động như gió, kể cả tải trọng động đất;
- Bền với thời gian, tốn ít tiền bảo dưỡng;
- Có khả năng tạo hình phong phú;
- Chịu lửa tốt (chịu được trong 2 giờ chỉ giảm đi 10-20% khả năng chịu lực). Bê tông bảo vệ thép không bị nung nóng nhanh đến nhiệt độ nguy hiểm.

1.3.2. Nhược điểm

- Trọng lượng bản thân lớn, nên với BTCT thường khó vượt được nhịp lớn. Lúc này phải dùng BTCT ULT hoặc kết cấu vỏ mỏng v.v..
- Cách âm, cách nhiệt kém so với các vật liệu khác như gỗ. Khi có yêu cầu cách âm; cách nhiệt dùng kết cấu có lỗ rỗng;
- Thi công BTCT toàn khối tương đối phức tạp chịu ảnh hưởng nhiều vào thời tiết và kiểm tra chất lượng khó khăn. Biện pháp khắc phục:
 - + Dùng BTCT lắp ghép;
 - + Công xưởng hoá công tác trộn BT; ván khuôn và cốt thép;
 - + Cơ giới hoá công tác đổ BT (Cần trục, máy bơm BT v.v..)
- BTCT dễ có khe nứt làm ảnh hưởng tới chất lượng và tuổi thọ của kết cấu.
 - + Dùng BTCT ULT;

1.3.3 Phạm vi sử dụng

BTCT được sử dụng phổ biến trong xây dựng dân dụng, công nghiệp, giao thông và quốc phòng.

§2. Bê tông

2.1. Thành phần, cấu trúc và phân loại

a. Thành phần:

Bê tông là 1 loại đá nhân tạo được chế tạo từ các loại vật liệu rời (cát, đá, sỏi) và chất kết dính (xi măng)

- Vật liệu rời được gọi là cốt liệu gồm có:
 - + Cốt liệu bé là cát có kích thước hạt từ 1-5 mm;
 - + Cốt liệu lớn gồm đá dăm hoặc sỏi có kích thước hạt từ 5 - 40 mm.
- Chất kết dính thường là xi măng trộn với nước.
- Ngoài ra trong BT có thể có chất phụ gia:
 - + Phụ gia hóa dẻo;
 - + Phụ gia tăng cường độ;
 - + Phụ gia đông cứng nhanh;
 - + Nhiều phụ gia khác...

b. Cấu trúc của BT:

- Bê tông là vật liệu xây dựng có cấu trúc không đồng nhất,
- Bê tông là loại vật liệu đàn hồi – dẻo – chảy.

c. Phân loại BT:

Theo cấu trúc:

- BT đặc chắc;
- BT có lỗ rỗng (dùng ít cát);
- BT tổ ong.

Theo khối lượng riêng:

- BT nặng thông thường: $\gamma = 2200 \div 2500 \text{ KG/ m}^3$
- BT nặng cốt liệu bé: $\gamma = 1800 \div 2200 \text{ KG/ m}^3$
- BT đặc biệt nặng: $\gamma > 2500 \text{ KG/ m}^3$
- BT nhẹ: $\gamma < 1800 \text{ KG/ m}^3$

Theo thành phần:

- BT thường;
- BT cốt liệu bé;
- BT chèn đá hộc.

Theo phạm vi sử dụng:

- BT làm kết cấu chịu lực;
- BT chịu nóng;
- BT cách nhiệt;
- BT chống xâm thực .v.v..

2.2. Cường độ của bê tông

Cường độ là khả năng chịu lực của bê tông trên một đơn vị diện tích

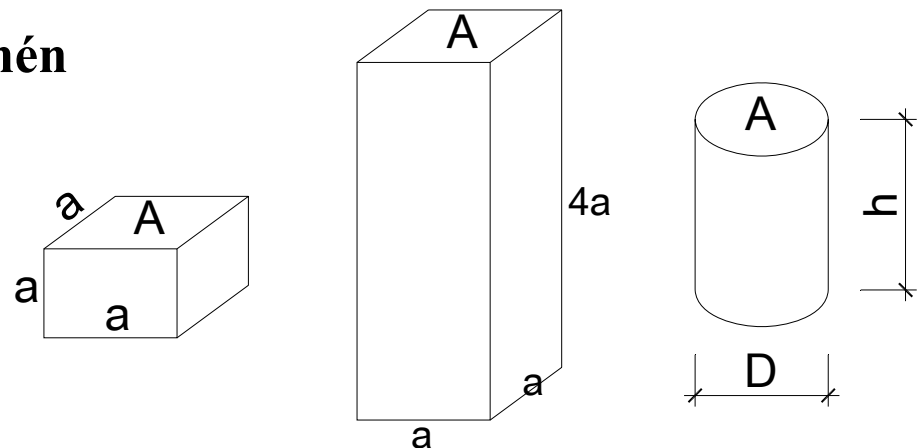
- Cường độ chịu nén R_b ,
- Cường độ chịu kéo R_{bt} ,

Các phương pháp xác định cường độ

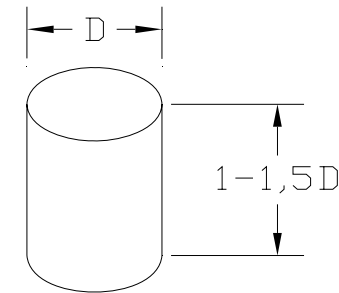
- Phương pháp phá hoại mẫu thử - phương pháp này cho kết quả chính xác cao;
- Phương pháp không phá hoại:
 - + Sóng siêu âm;
 - + Súng bắn bê tông (ép lõm bề mặt của bê tông).

Thí nghiệm xác định cường độ chịu nén

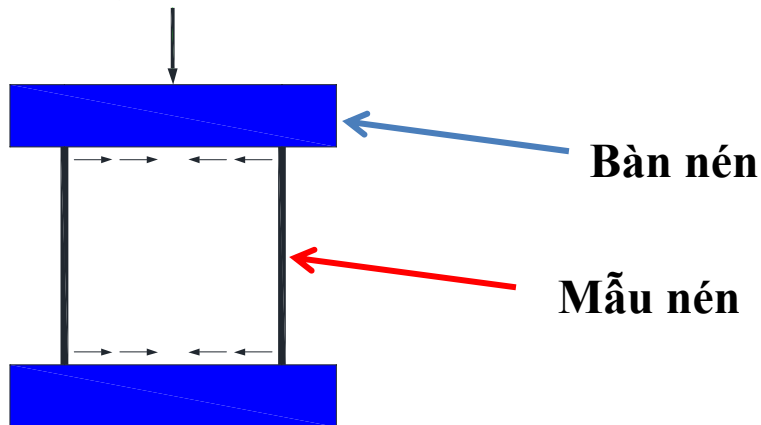
- Mẫu đúc:
 - + mẫu lập phương: **10x10x10cm**, **15x15x15cm...**
 - + mẫu lăng trụ vuông: **15x15x60cm**;
 - + lăng trụ tròn: **D=16cm**, **h=2D**.



- Mẫu lấy từ kết cấu (khoan lấy mẫu):
+ lăng trụ tròn: $D=5, 7,5, 10, 16\text{cm}$, $h=1\div 1,5D$.



➔ **Thí nghiệm nén mẫu (mẫu được nén đến khi phá hoại)**



Cường độ chịu nén $R_b^m = \frac{P}{A} (\text{Mpa})$

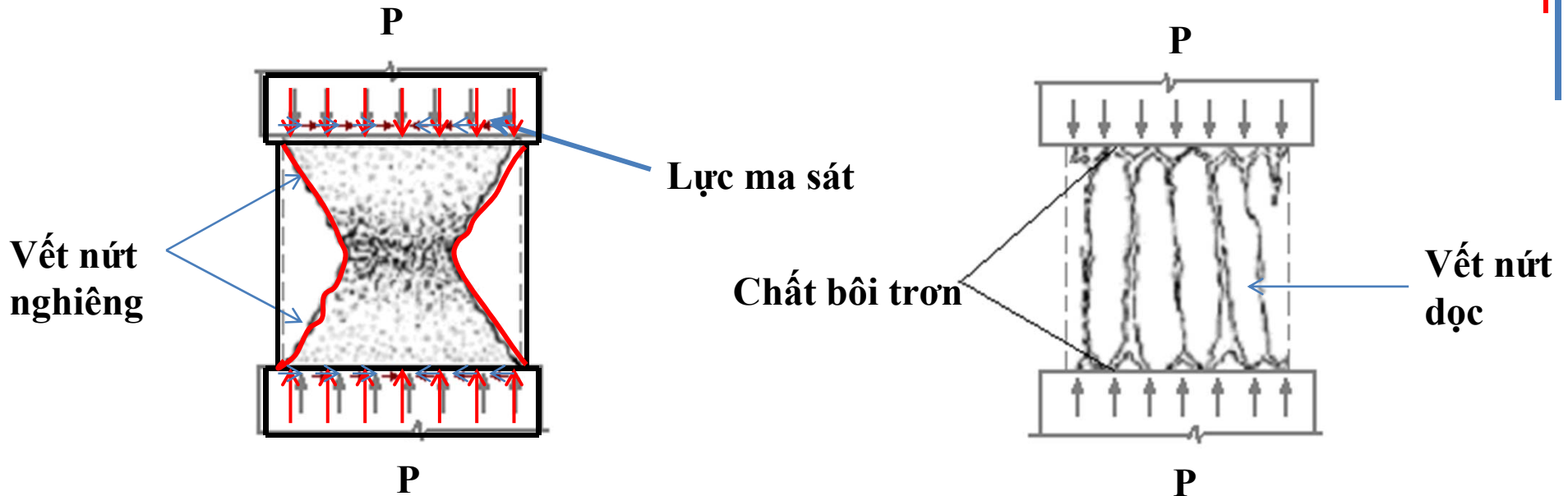
- BT thường: $R_b = 5\div 30\text{MPa}$;
- BT cường độ cao: $R_b > 40\text{MPa}$;
- BT đặc biệt $R_b \geq 80\text{MPa}$.



Máy nén mẫu BT để xác định cường độ

Các yếu tố ảnh hưởng đến kết quả nén mẫu bê tông

Ảnh hưởng của mặt tiếp xúc:



+ Kích thước mẫu nhỏ $R \uparrow$

$$+ R_{blt}^m \approx 0,8 R_{bkv}^m$$



R không bôi trơn $>$ R bôi trơn

+ Không phụ thuộc vào kích thước mẫu

$$+ R_{blt}^m = 0,8 R_{bkv}^m$$

- Khi nén BT bị nở hông, lực ma sát có tác dụng như cốt đai làm ngăn cản sự nở hông này:

R không bôi trơn $>$ R bôi trơn \longrightarrow Tác dụng cốt đai

- Càng xa mặt tiếp xúc ảnh hưởng của lực ma sát càng giảm. \longrightarrow Bước cốt đai

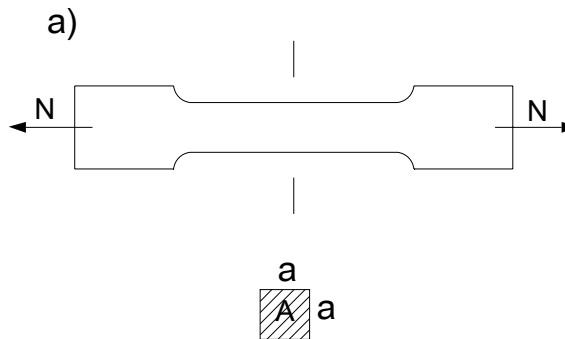
✚ Ảnh hưởng của tốc độ gia tải:

- Gia tải rất nhanh: $R=(1,15\div 1,2)R$
- Gia tải rất chậm: $R=(0,85\div 0,9)R$

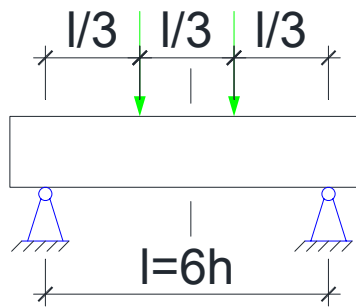
✚ Điều kiện tiêu chuẩn của thí nghiệm

- Không bôi trơn mặt tiếp xúc
- Tốc độ gia tải: $2\text{kg/cm}^2.\text{s}$

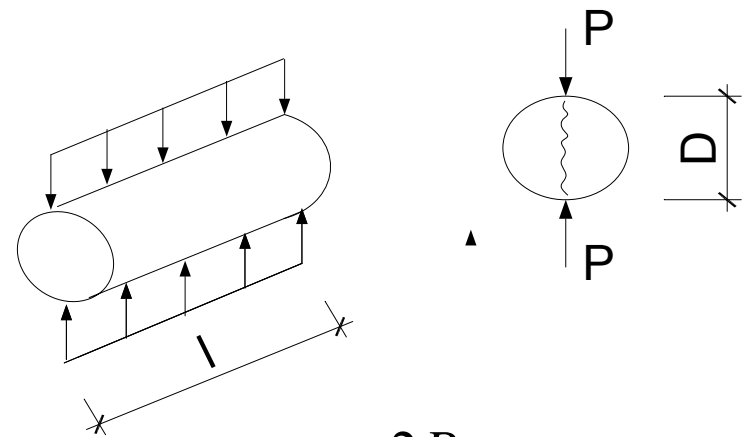
Thí nghiệm xác định cường độ chịu kéo:



$$R_{bt}^m = \frac{N}{A} [MPa]$$



$$R_{bt}^m = \frac{3,5M}{b \cdot h^2}$$

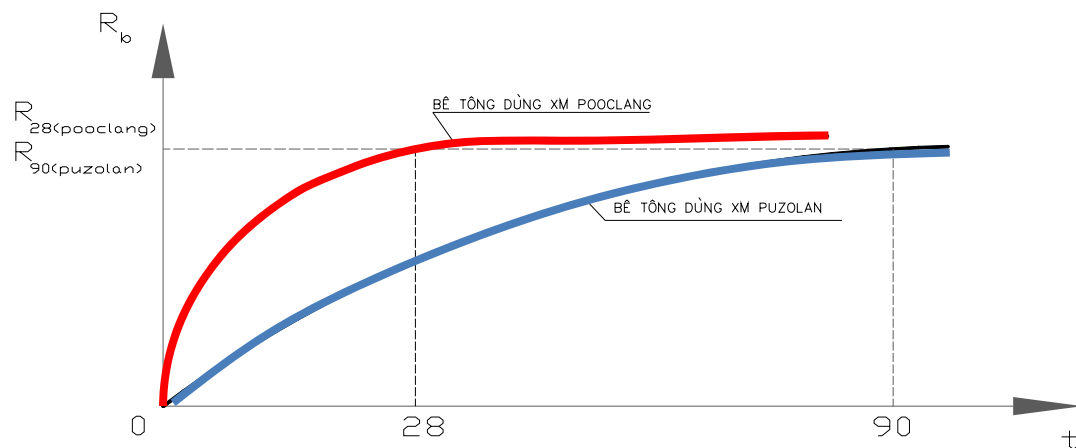


$$R_{bt}^m = \frac{2P}{\pi D l} [MPa]$$

Những nhân tố ảnh hưởng đến cường độ BT:

- Lượng XM nhiều $\Rightarrow R_b \uparrow$ (Hiệu quả không cao, làm tăng biến dạng và co ngót của BT);
- XM Mác cao $\Rightarrow R_b$ **cao**;
- Cấp phối hợp lý, độ cứng và độ sạch của cốt liệu cao $\Rightarrow R_b$ **cao**;
- Tỷ lệ N/X $\uparrow \Rightarrow R_b \downarrow$;
- Chất lượng thi công tốt (trộn, đổ, đầm và bảo dưỡng đúng kỹ thuật) $\Rightarrow R_b \uparrow$.

Ảnh hưởng của thời gian và môi trường đến sự phát triển cường độ



- Dùng XM Pooclang, chế tạo và bảo dưỡng bình thường thì $R \uparrow$ nhanh trong 28 ngày đầu;
- Dùng XM Puzolan, chế tạo và bảo dưỡng bình thường thì $R \uparrow$ nhanh trong 90 ngày đầu.

Cường độ trung bình và cường độ tiêu chuẩn

Cường độ trung bình (Giá trị trung bình cộng của cường độ) R_m

$$R_m = \frac{\sum R_i}{n}$$

trong đó: n – là số mẫu thử, R_i – cường độ của mẫu thử i

Cường độ đặc trưng - Là cường độ lấy theo một xác suất đảm bảo nào đó

Với BT lấy 95%

$$R_{ch} = 0,78R_m$$

Cường độ tiêu chuẩn của BT

(R_{bn} – cường độ TC chịu nén; R_{btn} – cường độ TC chịu kéo)

$$R_{bn} = \gamma_{kc} R_{ch}$$

Trong đó: γ_{kc} - hệ số kết cấu = 0,7-0,8 tùy thuộc vào R_{ch} , nó kể đến sự làm việc của BT (mẫu thử lập phương). Với mẫu lăng trụ $\gamma_{kc} = 1$.

$R_{bn}; R_{btn} \longrightarrow PL2$

Cường độ tính toán: R_b, R_{bt} .

Cường độ tính toán gốc

$$R_b = \frac{R_{bn}}{\gamma_{bc}}$$

$$R_{bt} = \frac{R_{btn}}{\gamma_{bt}}$$

Cường độ tính toán

$$R_b = \gamma_{bi} \frac{R_{bn}}{\gamma_{bc}}$$

$$R_{bt} = \gamma_{bi} \frac{R_{btn}}{\gamma_{bt}}$$

γ_{bc}, γ_{bt} - hệ số tin cậy của BT tương ứng khi nén và kéo.

- Khi tính theo TTGH1: $\gamma_{bc} = 1,3 \text{ } 1,5$ và $\gamma_{bt} = 1,3 \text{ } 2,3$

γ_{bi} - hệ số điều kiện làm việc của BT ($i=1,2\dots 10$), kể đến kích thước tiết diện, tính chất của tải trọng, giai đoạn làm việc của kết cấu,...(cho trong tiêu chuẩn thiết kế hoặc PL4).

- Khi tính toán theo TTGH thứ hai, cường độ tính toán của BT ký hiệu là R_{bser} và được xác định với các hệ số $\gamma=1$ (trừ trường hợp đặc biệt khi tính kết cấu chịu tải trọng trùng lặp)

2.3. Mác và Cấp độ bền của Bê tông

Mác theo cường độ chịu nén (M)

Mác theo cường độ chịu nén (ký hiệu bằng chữ M) là trị số lấy bằng cường độ chịu nén trung bình tính theo đơn vị KG/cm² của các mẫu thử khối vuông cạnh 15cm, có tuổi 28 ngày được dưỡng hộ và tiến hành thí nghiệm trong điều kiện tiêu chuẩn.

Theo TCVN 5574-91 BT có các loại Mác sau:

- **BT nặng:** M100 ; M150 ; M200 ; M250 ; M300 ; M350 ; M400 ; M500 ; M600 ;
- **BT nhẹ:** M50 ; M75 ; M100 ; M 150 ; M200 ; M250 ; M300.

Chú ý: Trong kết cấu BTCT phải dùng mác từ 150 trở lên.

Cấp độ bền chịu nén (B)

Cấp độ bền chịu nén (ký hiệu bằng chữ B) là trị số lấy bằng cường độ đặc trưng tính theo đơn vị MPa của các mẫu thử khối vuông cạnh 15cm, có tuổi 28 ngày được dưỡng hộ và tiến hành thí nghiệm trong điều kiện tiêu chuẩn.

B3,5 ; B5 ; B7,5 ; B10 ; B12,5 ; B15 ; B20 ; B25 ; B30 ; B35 ; B40 ; B45 ; B50 ; B55 ; B60

 **$B=0,1 \cdot 0,78 \cdot M$**

Cấp độ bền chịu nén (B_t)

B_t0,5 ; B_t0,8 ; B_t1,2 ; B_t1,6 ; B_t2,0 ; B_t2,4 ; B_t2,8 ; B_t3,2 ; B_t3,6 ; B_t4,0.

2.4. Biến dạng của BT

2.4.1. Biến dạng do co ngót:

Co ngót là hiện tượng BT giảm thể tích khi khô cứng trong không khí:

- nước thừa bay hơi;
- quá trình thủy hóa xi măng giảm thể tích.

a. Đặc điểm của biến dạng co ngót

- Co ngót xảy ra chủ yếu ở giai đoạn đông cứng đầu tiên. Rồi giảm dần và dừng hẳn sau vài năm;
- Từ bề mặt vào sâu khối BT, sự co ngót xảy ra không đều, ở ngoài co ngót nhiều hơn;
- Cấu kiện có bề mặt lớn so với thể tích (sàn, tường,...) có độ co ngót lớn.

b. Những nhân tố chính ảnh hưởng đến co ngót

- Số lượng và loại xi măng:
 - + BT nhiều XM \Rightarrow co ngót lớn ;
 - + BT dùng XM mác cao \Rightarrow co ngót lớn ;
 - + BT dùng XM Alumilat \Rightarrow co ngót lớn.
- Tỷ lệ N/X lớn \Rightarrow co ngót lớn
- Cát hạt nhỏ, sỏi xộp \Rightarrow co ngót lớn.
- BT dùng chất phụ gia đông kết nhanh \Rightarrow co ngót lớn.

- BT được chưng hấp ở áp lực cao => co ngót ít;
- Trong môi trường khô co ngót nhiều hơn trong môi trường ẩm.

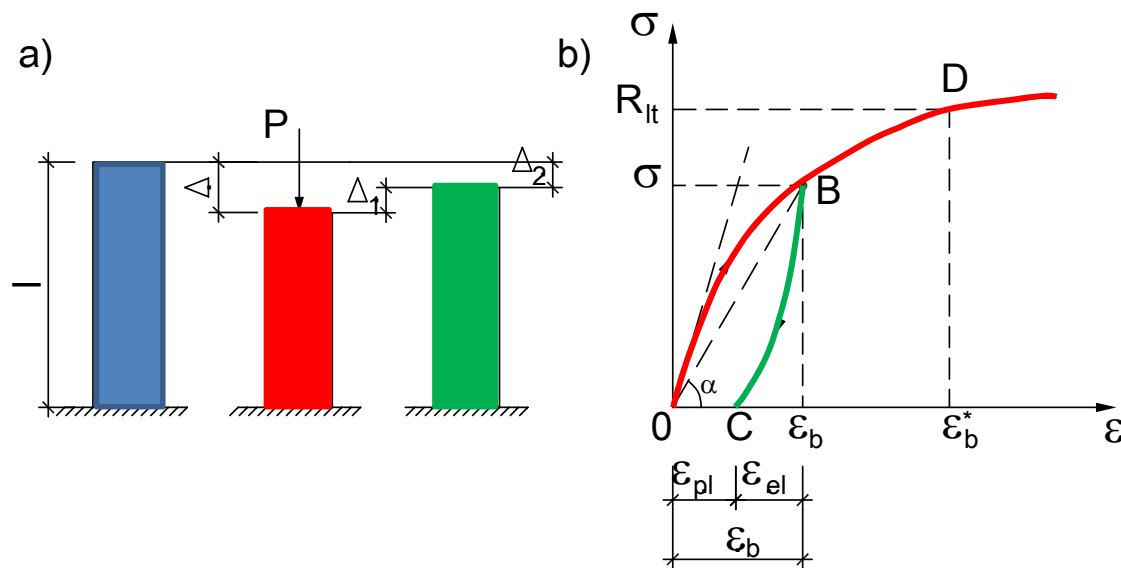
c. Hậu quả của co ngót

- Làm thay đổi kích thước và hình dạng cấu kiện;
- Do co ngót không đều hoặc khi co ngót bị cản trở BT sẽ bị nứt làm giảm cường độ và tính chống thấm của BT.

d. Biện pháp hạn chế và khắc phục hậu quả của co ngót

- Chọn cấp phối, thành phần cỡ hạt và tính năng cơ học của vật liệu thích hợp
- Sử dụng loại XM co ngót ít; chọn tỉ lệ N/X hợp lý;
- Bảo dưỡng đúng yêu cầu kỹ thuật đảm bảo cho BT thường xuyên ẩm ở giai đoạn đông cứng ban đầu;
- Đảm đúng kỹ thuật đảm bảo cho BT đặc chắc và đồng đều;
- Đặt thép cấu tạo ở những vị trí cần thiết;
- Tạo mạch ngừng thi công và tổ chức khe co giãn trong kết cấu (*khe nhiệt độ khi kích thước mặt bằng công trình lớn ; làm khe phân cách trên mặt đường bộ, sân bay*).

2.4.2. Biến dạng do tải trọng tác dụng ngắn hạn



- Một phần biến dạng phục hồi được (Δ_1) → biến dạng đàn hồi
- Một phần biến dạng không phục hồi được (Δ_2) → biến dạng dẻo

BT là VL ĐÀN HỒI – DẼO

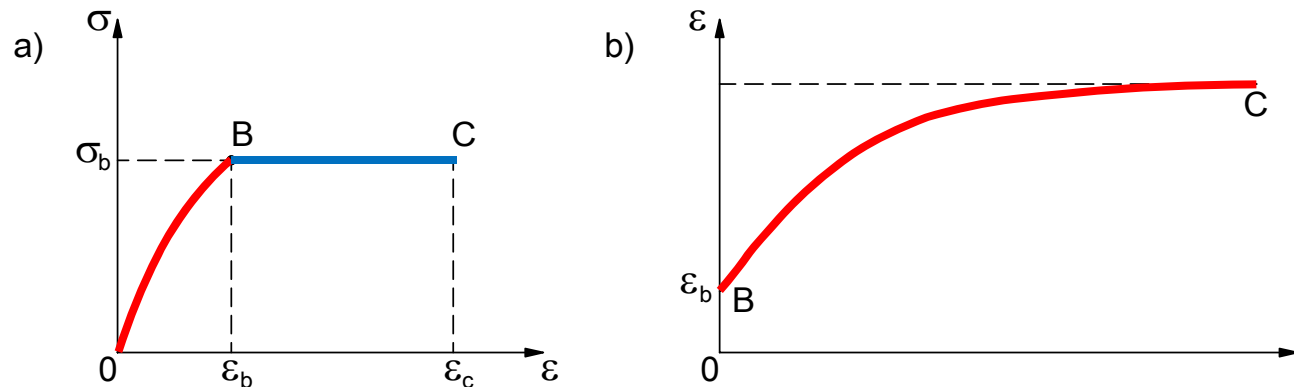
Tương ứng $\varepsilon_b = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl}$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Biến dạng đàn hồi tỷ đối} \quad \varepsilon_{el} = \frac{\Delta_1}{l} \\ \text{Biến dạng dẻo tỷ đối} \quad \varepsilon_{pl} = \frac{\Delta_2}{l} \end{array} \right.$

$$\nu = \frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_b}$$

- hệ số đàn hồi (*Đặc trưng cho biến dạng đàn hồi BT vùng nén*)

2.4.3. Biến dạng do tải trọng tác dụng dài hạn – Tính từ biến của BT

Từ biến - là tính biến dạng tăng theo thời gian trong khi ứng suất không thay đổi.



Đặc điểm của từ biến:

- Trong vài ba tháng đầu biến dạng từ biến tăng nhanh, sau chậm dần và có thể kéo dài vài chục năm (thường 3-4 năm đầu);
- Khi $\sigma_b \leq 70\%R_b$ biến dạng từ biến có giới hạn (Đồ thị b có tiệm cận ngang);
- Khi $\sigma_b > 85\%R_b$ biến dạng từ biến tăng không ngừng và dẫn đến phá hoại mẫu thử. Đó là sự giảm cường độ của BT khi tải trọng tác dụng lâu dài.

Giải thích : Trong quá trình sử dụng kết cấu $\sigma_b \ll R_b$; $\sigma_b = R_b$ khi bất lợi nhất do cả tải trọng dài hạn và ngắn hạn gây ra. Trong đó phần tải trọng ngắn hạn không gây ra biến dạng từ biến.

§3. Cốt thép

3.1. Các loại cốt thép

a. Phân theo thành phần hoá học:

- **Thép các bon** CT_3 ; CT_5 (tỷ lệ các bon là 3 và 5‰). Tỷ lệ các bon tăng thì cường độ của cốt thép tăng, nhưng độ dẻo của cốt thép giảm và khó hàn.
- **Thép hợp kim thấp**: ngoài các bon ra, trong thành phần của nó còn có một lượng nhỏ các nguyên tố khác như mangan, crôm, silic, ti tan...nhằm nâng cao cường độ và cải thiện một số tính chất khác của cốt thép.

b. Phân theo phương pháp chế tạo:

- **Cốt cán nóng**: Là cốt được chế tạo bằng cách nung chảy phôi thép rồi cán qua các khuôn có hình dạng và kích thước định trước

+ $d \geq 10\text{mm}$: dạng thanh, $l = 11,7\text{m}$

+ $d < 10\text{mm}$: dạng cuộn $< 500\text{kg}$.

- **Thép được gia công nhiệt (tôi)**: Nung cốt thép đến nhiệt độ 950°C trong khoảng một phút rồi tôi nhanh vào nước hoặc dầu, sau đó nung lại đến 400°C và làm nguội từ từ để giữ cho cốt thép có độ dẻo cần thiết.

+ $R_s \uparrow$;

+ độ dẻo được giữ nguyên



Thép thanh L=11,7m



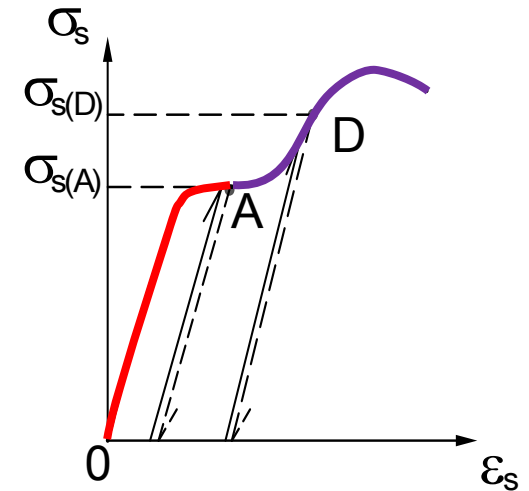
Thép cuộn 500kg

- Cốt thép được gia công nguội (kéo, đập):

Cốt thép kéo nguội được chế tạo bằng cách kéo các cốt thép với US vượt quá giới hạn chảy của nó:

$$\sigma_{s(D)} > \sigma_{s(A)} \Rightarrow R_s \uparrow; \varepsilon_s^* \downarrow$$

ε_s^* - tỷ đối biến dạng trước khi mẫu bị kéo đứt



c. Phân theo hình dạng:

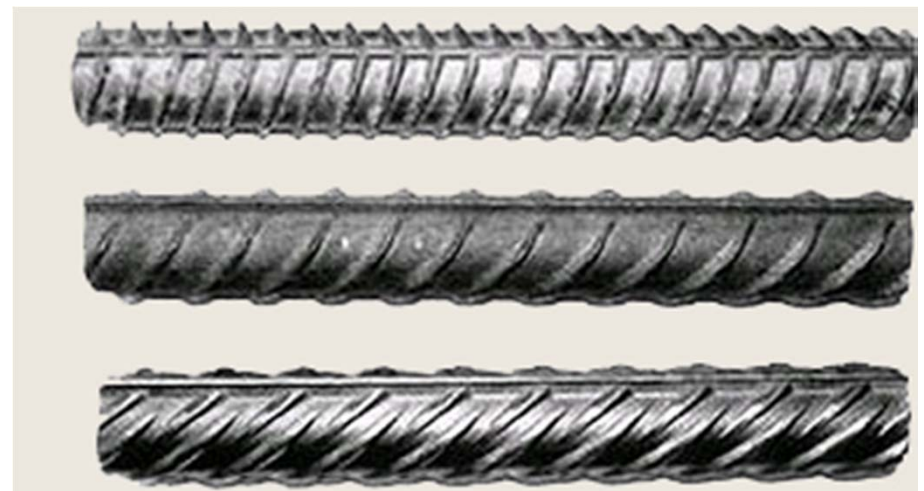
- Thép hình: L, U, C, T, I...

- *Thép thanh*: trơn, có gờ

Thép trơn



Thép có gờ



3.2. Một số tính chất cơ bản của cốt thép

a. Tính chất cơ học (cường độ, biến dạng)

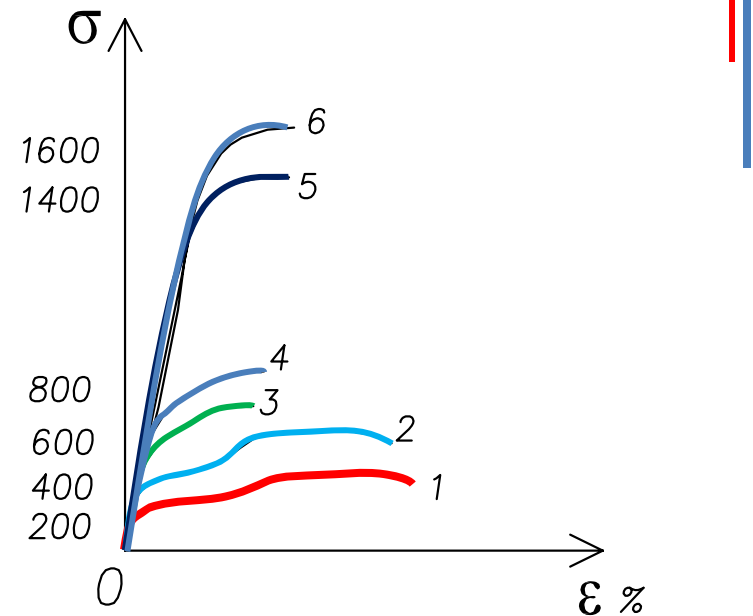
Đặc điểm chung

- Mọi loại cốt thép đều có:
 - Biến dạng đàn hồi ;
 - Biến dạng dẻo.

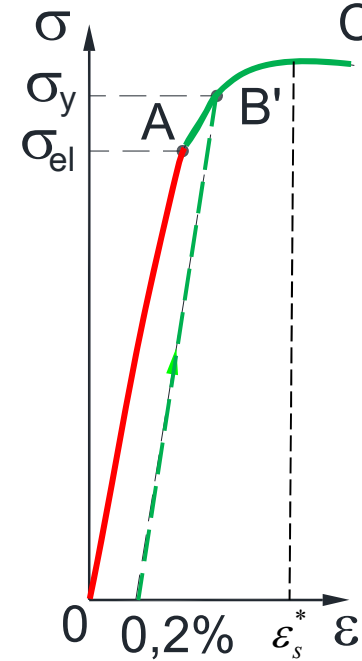
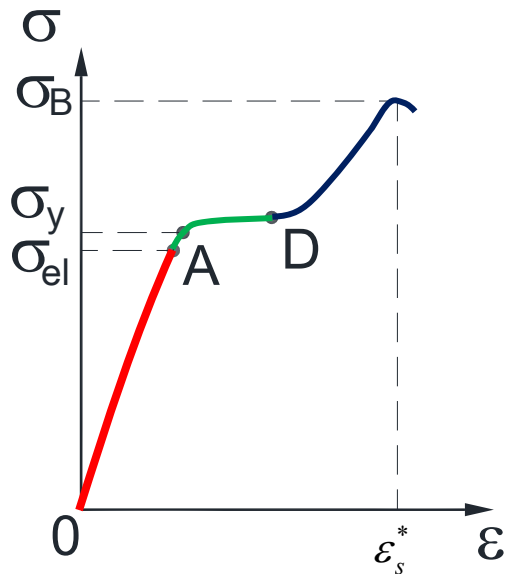
Thép cường độ thấp có vùng biến dạng dẻo lớn hơn và có thêm chảy dẻo.

- Tính chất cơ học của cốt thép phụ thuộc vào:

- Thành phần hóa học;
- Công nghệ chế tạo.



Các loại giới hạn ứng suất:



- Giới hạn đàn hồi (σ_{el}) lấy bằng ứng suất ở cuối giai đoạn đàn hồi;
- Giới hạn chảy (σ_y) lấy bằng giá trị ứng suất ở đầu giai đoạn chảy;
- Giới hạn bền (σ_B) lấy bằng ứng suất lớn nhất mà mẫu chịu được trước khi bị kéo đứt.

Đối với thép cường độ cao, không có giới hạn đàn hồi và giới hạn chảy rõ ràng:

- Giới hạn đàn hồi (σ_{el}) lấy bằng giá trị ứng suất ứng với biến dạng dư tỷ đối là 0,02%;
- Giới hạn chảy (σ_y) lấy bằng giá trị ứng suất ứng với biến dạng dư tỷ đối 0,2%.

b. Phân biệt cốt thép dẻo và cốt thép rắn:

- **Cốt thép dẻo** là loại cốt thép có thêm chảy rõ ràng hoặc có vùng biến dạng dẻo rộng, biến dạng cực hạn

$$\varepsilon_s^* = 15 \div 25\%$$

- CT₃ ; CT₅

- **Cốt thép rắn** là loại cốt thép có giới hạn chảy không rõ ràng và gần giới hạn bền, biến dạng cực hạn

$$\varepsilon_s^* = 5 \div 10\%$$

Các cốt thép qua gia công nguội hoặc gia công nhiệt.

c. Cường độ của cốt thép:

- **Cường độ tiêu chuẩn** (Giá trị tiêu chuẩn về cường độ) R_{sn} (Mpa)

Cường độ tiêu chuẩn của cốt thép được lấy bằng giới hạn chảy (thực tế hoặc quy ước) với xác suất đảm bảo $\geq 95\%$.

$$R_{sn} = \sigma_y^m (1 - S\nu)$$

σ_y^m - Giá trị trung bình của giới hạn chảy dẻo;

ν - Hệ số biến đổi: =0,05÷0,08;

S = 1,64 ứng với xác suất bảo đảm 95%.

- Cường độ tính toán:

Cường độ chịu kéo tính toán của CT R_s (MPa)

$$R_s = \frac{\gamma_{si} R_{sn}}{\gamma_s}$$

trong đó:

γ_s - Hệ số độ tin cậy của cốt thép. Khi tính theo TTGH thứ nhất lấy $\gamma_s = 1,05 \div 1,2$ tùy loại thép ;

γ_{si} - Hệ số điều kiện làm việc của cốt thép ($i= 1, 2, \dots, 9$), kể đến sự mỏi do chịu tải trọng trùng lặp, sự phân bố ứng suất không đều, cường độ của BT bao quanh cốt thép....

Cường độ chịu nén tính toán của CT R_{sc} (MPa)

$R_s, R_{sc} \longrightarrow$ PL5 (Giáo trình)

- Mô đun đàn hồi của cốt thép E_s (Mpa):

$E_s = 180\ 000 \div 210\ 000$ (Mpa) \longrightarrow PL7 (Giáo trình)

b. Một số tính chất khác (Giáo trình):

3.3. Phân nhóm cốt thép

Theo TCVN 1651 – 1985 phân thành 4 nhóm CI, CII, CIII, CIV có các đặc trưng trong bảng:

Nhóm thép	D(mm)	σ_y (MPa)	σ_B (MPa)	ε_s^* (%)	E_s (MPa)
CI (Tròn trơn)	6 - 40	220	380	25	21×10^4
CII (Gờ xoắn 1 chiều)	10 - 40	300	500	19	21×10^4
CIII (Gờ xoắn khác chiều)	6 - 40	400	600	14	21×10^4
CIV (Gờ xoắn khác chiều)	10 - 40	600	900	6	21×10^4

Theo tiêu chuẩn TCVN 1651-1: 2008 ban hành thay thế cho TCVN 1651-1985:

+ thép tròn trơn có 2 loại ký hiệu là CB-240T và CB-300T

+ Thép có gờ có các loại CB300-V ; CB400-V và CB500-V

Chú thích: CB – cốt bê tông, ba chữ số tiếp theo (240, 300) là giá trị quy định giới hạn chảy trên, T- ký hiệu thép tròn trơn, V- ký hiệu thép vằn

§4. Bê tông cốt thép

4.1. Lực dính giữa BT và CT

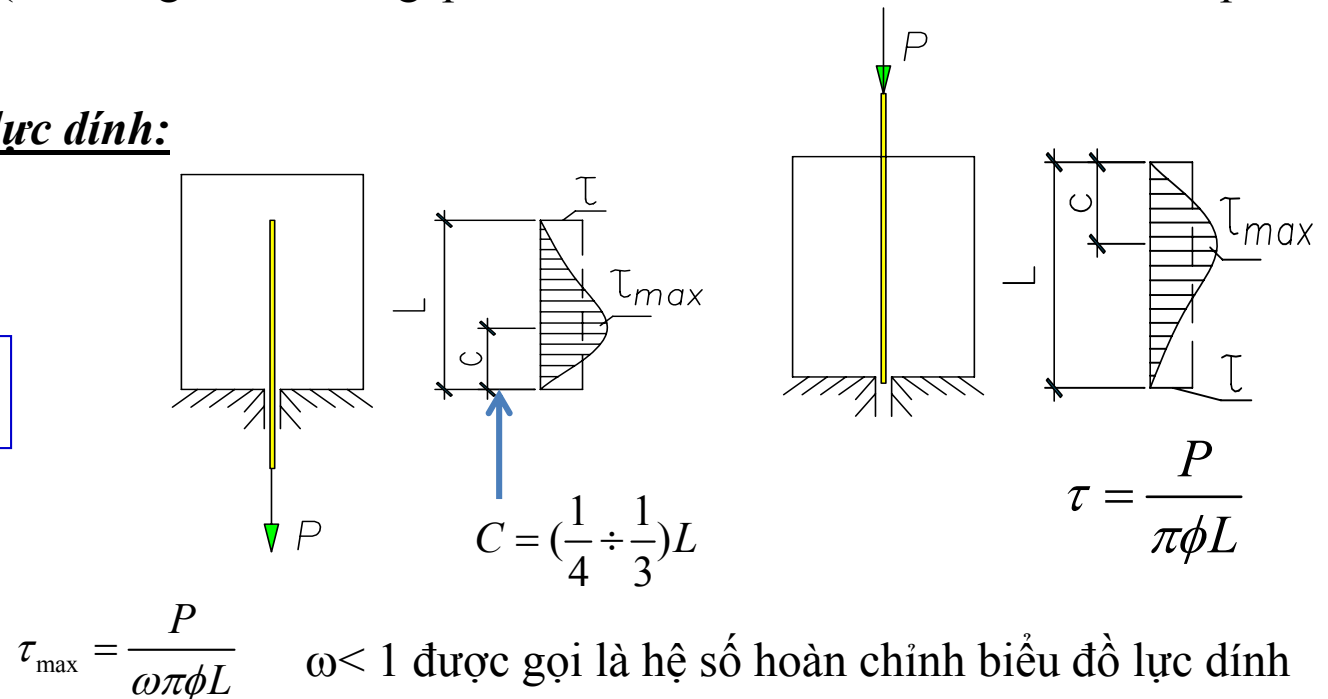
Lực dính - là nhân tố cơ bản đảm bảo sự làm việc chung giữa BT và CT. Nhờ nó ứng lực có thể truyền qua lại giữa BT và CT, đồng thời làm cho chúng cùng nhau biến dạng.

a. Các nhân tố tạo nên lực dính (3 nhân tố):

- Khi BT đông cứng nó ôm chặt lấy CT ;
- Do keo xi măng có tác dụng gắn chặt CT với BT
- Do bề mặt CT gồ ghề (Cốt có gờ lực dính gấp 2-3 lần cốt tròn trơn => cốt tròn trơn phải uốn mỏ).

b. Thí nghiệm xác định lực dính:

Xác định đoạn neo l_{an}



c. Các nhân tố ảnh hưởng tới lực dính

- Trạng thái chịu lực: cốt thép chịu nén có lực dính bám lớn hơn so với khi cốt thép chịu kéo;
- Chiều dài đoạn L;
- Biện pháp nhằm cản trở biến dạng : khi dùng những biện pháp nhằm cản trở biến dạng ngang của bê tông (lưới thép hàn, cốt thép lò xo...) có thể làm tăng lực dính.

d. Thiết lập $l_{neo} \Rightarrow$ Giáo trình

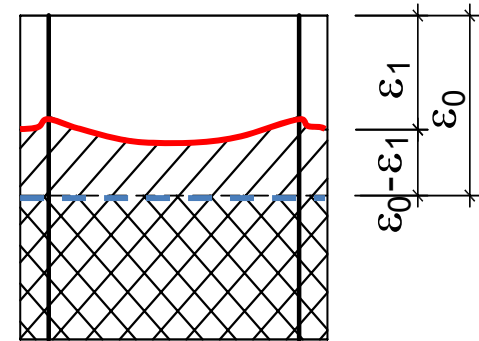
4.2. Sự làm việc chung giữa BT và CT:

a. ƯS ban đầu do BT co ngót:

- Khi không đặt CT thanh có độ co : ε_0
- Khi có đặt CT thanh có độ co : ε_1

ƯS nén trong CT $\sigma_s = \varepsilon_1 \times E_s$

ƯS kéo trong BT $\sigma_t = \nu_t (\varepsilon_0 - \varepsilon_1) E_b$



$$\sigma_s = \frac{\varepsilon_0 E_s}{1 + \frac{n}{\nu_t} \mu}; \quad \sigma_t = \frac{\nu_t \varepsilon_0 E_b}{1 + \frac{\nu_t}{n\mu}} \quad \left(n = \frac{E_s}{E_b}; \mu = \frac{A_s}{A_b} \right)$$

* ƯS ban đầu trong BT khi co ngót bị cản trở phụ thuộc

- + Trị số co ngót tự do của BT (ε_0):
- + Loại BT (E_b)
- + Hàm lượng CT (μ) μ lớn \Leftrightarrow σ_t lớn, khi $\sigma_t > R_{bt} \Rightarrow$ BT nứt

Phân bố CT không đều trên tiết diện làm cho BT co ngót không đều làm cho BT nứt.

b. Ứng suất do ngoại lực:

Xét trường hợp đơn giản là thanh BT chịu nén (hay kéo):

- Khi BT chưa nứt: BT cùng chịu lực với CT nên biến dạng như nhau.

+ ỨS trong CT : $\sigma_s = \varepsilon E_s$

+ ỨS trong BT: $\sigma_b = \varepsilon \nu E_b$

- Khi BT nứt: *Với thanh chịu kéo, sau khi BT nứt phần lực kéo do BT chịu được truyền sang cho CT. Lúc đó CT chịu toàn bộ lực kéo.*

c. Sự phân phối lại nội lực do từ biến trong BTCT:

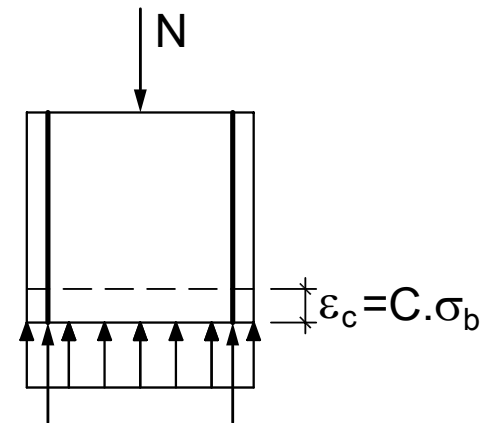
Tải trọng lâu dài => BT bị từ biến, CT cản trở từ biến của BT .

Tương tự như sự co ngót biến dạng từ biến gây ỨS nén trong CT và Ứ S kéo trong BT kết quả làm

$$\sigma_s \uparrow ; \sigma_b \downarrow$$



Sự phân phối lại nội lực một cách có lợi.



4.3. Sự phá hoại và hư hỏng của BTCT

4.3.1. Sự phá hoại do chịu lực:

Cấu kiện chịu kéo : Phá hoại khi $\sigma_s > R_s$

Cấu kiện chịu nén : Phá hoại khi $\sigma_b > R_b$

Cấu kiện chịu uốn : Phá hoại khi $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s > R_s \\ \sigma_b > R_b \\ \sigma_s > R_s; \sigma_b > R_b \end{array} \right.$

4.3.2. Sự hư hỏng hoặc phá hoại do biến dạng cưỡng bức

Do sự thay đổi nhiệt độ, do co ngót, do lún không đều v.v... gây ra các biến dạng cưỡng bức.

4.3.3. Sự hư hỏng do tác dụng của môi trường

Do cơ học:

- Mưa, dòng chảy bào mòn;
- Sự đóng và tan băng liên tiếp ở các xứ lạnh tác động đến công trình BTCT

Do hoá học:

- Muối, axit .v.v... xâm thực qua các vết nứt mà tác dụng và phá huỷ CT (CT gỉ tăng thể tích làm phá vỡ lớp BT bảo vệ => gỉ nhanh và đứt);
- CT gia công nguội, CT làm việc ở trạng thái ứng suất cao, CT làm việc trong môi trường có hơi nước mặn; độ ẩm và nhiệt độ cao gỉ nhanh hơn.

Về sinh học:

Các loại rong rêu, hà và các vi khuẩn ở biển, sông ngòi tiết ra các chất làm hư hỏng bề mặt BT.

Ảnh hưởng của thời gian:

Trong vài ba năm đầu, trong môi trường thuận lợi cường độ của BT được tăng lên. Nhưng sau vài chục năm BT bị lão hóa và cường độ có thể bị giảm dần.

4.3.4. Biện pháp phòng chống :

- + Dùng BT cường độ cao ; bảo vệ bề mặt công trình bằng vữa mác cao;
- + Dùng nước sạch để trộn BT ;
- + Làm sạch bề mặt CT để tăng độ bám dính ;
- + Đảm bảo chiều dày lớp BT bảo vệ ;
- + Đảm bảo kỹ thuật đảm bảo cho BT đặc chắc.



Chương 2.

Nguyên lý tính toán và cấu tạo



§1. Khái niệm chung:

1.1. Tải trọng, tác động (TCVN 2737- 1995)

1.1.1. Các loại tải trọng:

Theo tính chất (3 loại):

- ❑ **Tải trọng thường xuyên (Tĩnh tải):** Tác dụng không thay đổi trong quá trình sử dụng kết cấu, (*trọng lượng bản thân kết cấu, các tường ngăn cố định v.v..*)
- ❑ **Tải trọng tạm thời (Hoạt tải):** Có thể thay đổi về điểm đặt, trị số, phương, chiều tác dụng, (*tải trọng của người, đồ đạc, tải trọng do cầu trục, gió, xe cộ v.v..*)
- ❑ **Tải trọng đặc biệt:** ít khi xảy ra, (*nổ, động đất v.v..*)

Theo phương, chiều(2 loại):

- ❑ **Tải trọng thẳng đứng:** Tác dụng theo phương thẳng đứng, (*trọng lượng bản thân kết cấu; người; đồ đạc v.v..*)
- ❑ **Tải trọng nằm ngang:** là tải trọng tác dụng theo phương nằm ngang, như gió, lực hãm của xe cộ v.v...

Theo thời gian tác dụng(2 loại):

- ❑ **Tải trọng tác dụng dài hạn (Tải trọng dài hạn):** Tải trọng thường xuyên và một phần của tải trọng tạm thời (*Trọng lượng thiết bị, vật liệu...*).
- ❑ **Tải trọng tác dụng ngắn hạn (Tải trọng ngắn hạn):** Gồm phần còn lại của tải trọng tạm thời (*Người đi lại, gió, xe, cộ...*).

Theo trị số(2 loại):

- ❑ **Tải trọng tiêu chuẩn (P^c)** lấy bằng giá trị thường gặp trong quá trình sử dụng công trình và được xác định theo các kết quả thống kê.

Tải trọng tính toán (P): $P = \gamma P^c$

1.1.2.Các tác động:

- do nền móng lún không đều;
- do sự thay đổi của nhiệt độ.

2.1.2. Nội lực: M, Q, N, M_t

Các phương pháp xác định nội lực trong kết cấu:

❖ **Xác định nội lực theo sơ đồ đàn hồi:** Coi VL là đàn hồi, dùng công thức SBVL, cơ học kết cấu, lý thuyết đàn hồi.

Ưu điểm:

- Thuật toán đơn giản, nên hiện tại vẫn đang được sử dụng nhiều.

Nhược điểm:

- Không phản ánh đúng bản chất vật liệu (BT là vật liệu đàn dẻo)
- Trong vùng kéo của cấu kiện thường có khe nứt $\Rightarrow EI \downarrow$

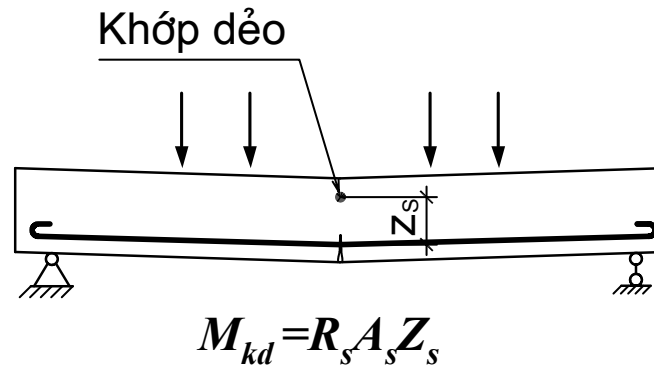
Phạm vi sử dụng:

- Tính các kết cấu có yêu cầu chống nứt (*bể chứa chất lỏng; kết cấu làm việc trong môi trường có tính xâm thực; kết cấu chịu tải trọng động*);
- Tính các kết cấu chịu lực chủ yếu như khung nhà; dầm chịu tải trọng lớn v.v..

❖ Xác định nội lực theo phương pháp cân bằng giới hạn (Theo sơ đồ khớp dẻo):

Xét tới sự **phân phối lại nội lực** giữa các tiết diện do có sự hình thành khớp dẻo trước khi kết cấu bị biến hình.

Khớp dẻo là liên kết khớp có thể chịu được một mô men không đổi nào đó $= M_{kd}$



+ $M < M_{kd} = R_s A_s Z_s \Rightarrow$ Khớp dẻo chưa xuất hiện (chưa xoay);

+ $M \geq M_{kd} = R_s A_s Z_s \Rightarrow$ Khớp dẻo xuất hiện (Xoay).

✓ Sự khác nhau giữa khớp dẻo và khớp thường

Khớp thường: Không ngăn cản chuyển vị xoay, tại khớp $M = 0$

Khớp dẻo: Có ngăn cản chuyển vị xoay, độ lớn sự ngăn cản bằng $M_{kd} = R_s A_s Z_s$

✓ Đặc điểm sự phá hoại kết cấu khi khớp dẻo hình thành:

Kết cấu tĩnh định:

Khớp dẻo hình thành \Rightarrow biến hình tức thời \Rightarrow Kết cấu ở TT cân bằng GH.

Kết cấu siêu tĩnh:

Khớp dẻo hình thành làm giảm bậc siêu tĩnh. Nội lực trong kết cấu được sắp xếp lại, *kết cấu chỉ bị phá hoại khi số khớp dẻo xuất hiện đầy đủ làm cho kết cấu bị biến hình.*

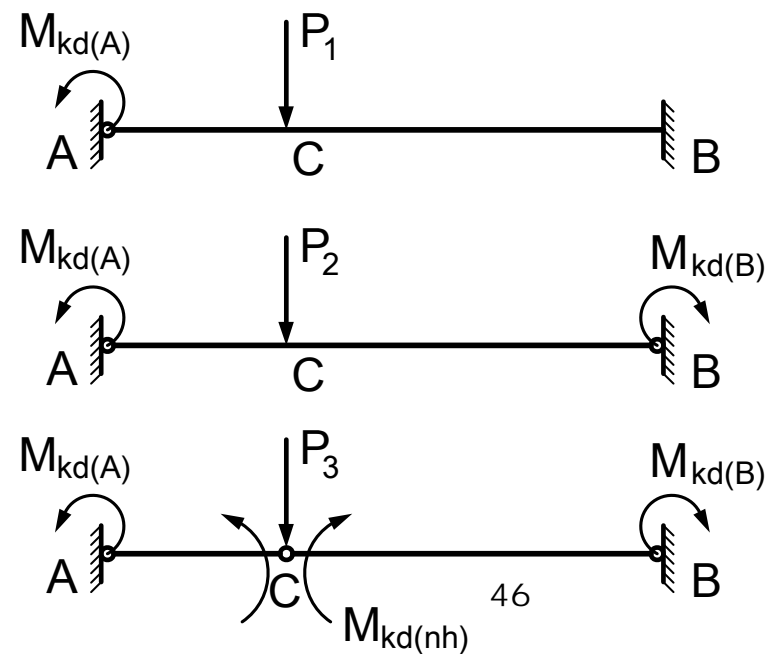
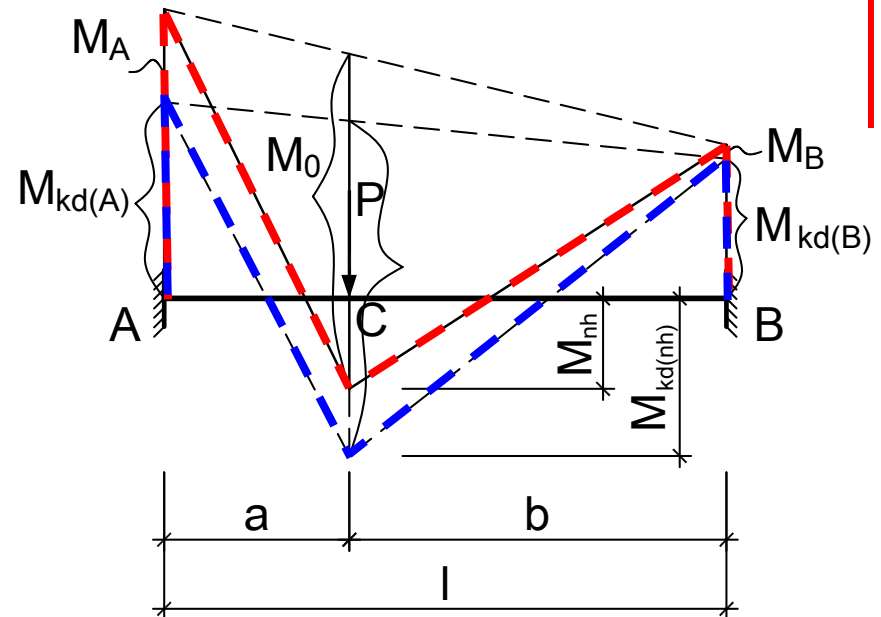
✓ Nguyên tắc phân phối lại nội lực khi khớp dẻo hình thành:

Đảm bảo điều kiện cân bằng tĩnh học:

$$M_{kd(A)} \frac{b}{l} + M_{kd(B)} \frac{a}{l} + M_{kd(nhip)} = M_0$$

✓ Ưu điểm của phương pháp:

- Cho phép tiết kiệm 20 - 30% cốt thép
- Điều chỉnh hợp lý mô men tại các tiết diện.
- + Bố trí cốt thép được đơn giản ;
- + Làm cơ sở cho việc tính toán và cấu tạo mối nối của các kết cấu lắp ghép.



1.3. Phương pháp tính kết cấu BTCT

1.3.1. Phương pháp tính kết cấu BTCT theo ứng suất cho phép

- **Nội dung:**

- + Coi ứng suất BT trong vùng kéo = 0;
- + Coi BT trong vùng nén là vật liệu làm việc đàn hồi, sự phụ thuộc giữa ứng suất và biến dạng tuyến tính và theo định luật Húc;
- + Mặt cắt thẳng góc trước và sau biến dạng vẫn giữ nguyên là mặt phẳng;
- + Xác định ứng suất cho phép của vật liệu: BT - $\sigma_{b,cp}$; CT - $\sigma_{s,cp}$

- **Điều kiện đảm bảo cho kết cấu làm việc an toàn:**

$$\sigma_{bi} \leq \sigma_{b,cp};$$

$$\sigma_{si} \leq \sigma_{s,cp}$$

- **Nhược điểm:** chưa xét đến tính biến dạng dẻo của BT và CT.

1.3.2. Phương pháp tính kết cấu BTCT theo nội lực phá hoại

- Nội dung:

+ Sử dụng các công thức của SBVL và cơ học kết cấu để xác định nội lực do tải trọng tiêu chuẩn gây ra trong kết cấu S_{crc} ;

+ Xác định nội lực mà kết cấu chịu được tại thời điểm sắp sửa bị phá hoại: S_{ph}

=> Điều kiện đảm bảo cho kết cấu làm việc an toàn: $kS_{crc} \leq S_{ph}$.

k- Hệ số an toàn, thường lấy $k = 1,5 \div 2,5$

- Ưu điểm: Đã kể đến tính biến dạng dẻo của BT và CT (thông qua việc xác định S_{ph})

- Nhược điểm:

+ Dùng hệ số an toàn (k) chung chưa phản ánh được đầy đủ sự khác nhau của các yếu tố ảnh hưởng đến độ an toàn của kết cấu;

+ Chưa xét đến biến dạng và khe nứt của kết cấu.

§2. Phương pháp tính toán theo trạng thái giới hạn (TTGH)

2.1. Khái niệm:

TTGH là trạng thái mà từ đó trở đi kết cấu không thể thoả mãn các yêu cầu đề ra cho nó cụ thể như: mất khả năng chịu lực do ngoại lực tác động hoặc có biến dạng không cho phép hoặc là hỏng cục bộ.

- TTGH thứ nhất (về khả năng chịu lực);
- TTGH thứ 2 (về điều kiện sử dụng bình thường).

Ưu điểm của phương pháp tính theo TTGH:

- Đã đáp ứng được đầy đủ các yêu cầu về chịu lực và sử dụng kết cấu;
- Đã xét đến đầy đủ tính biến dạng dẻo của BT và CT;
- Đã xét đến sự ảnh hưởng khác nhau của các yếu tố đến sự an toàn của kết cấu thông qua các hệ số độ tin cậy của tải trọng (thông qua γ_i);
- Đã xét đến các yếu tố làm ảnh hưởng đến chất lượng vật liệu (thông qua hệ số: γ_{bi} và γ_{si}).

2.1. TTGH về khả năng chịu lực (TTGH thứ nhất):

TTGH về khả năng chịu lực được quy định ứng với lúc kết cấu không thể chịu thêm lực được nữa. Lúc này nếu tải trọng tăng thì:

- + Hoặc kết cấu bắt đầu bị phá hoại ;
- + Hoặc kết cấu bắt đầu bị mất ổn định ;
- + Hoặc kết cấu bắt đầu bị hỏng do mỏi, hoặc do tác dụng đồng thời của môi trường và tải trọng.

Điều kiện để kết cấu đủ khả năng chịu lực:

$$S \leq S_{gh}$$

trong đó:

S - Nội lực bất lợi nhất do tải trọng tính toán gây ra.

S_{gh} - Là khả năng chịu lực của kết cấu ở TTGH ; S_{gh} được xác định theo cường độ tính toán của vật liệu.

Nguyên tắc tính toán: Tính theo TTGH về khả năng chịu lực được áp dụng đối với mọi kết cấu và đối với mọi giai đoạn: chế tạo, vận chuyển, cầu lắp, sử dụng, sửa chữa.

2.2. TTGH về điều kiện sử dụng bình thường (TTGH thứ hai):

Điều kiện để: đảm bảo điều kiện làm việc bình thường, cần hạn chế độ mở rộng khe nứt; độ dao động của kết cấu và độ biến dạng (độ võng; độ giãn; góc xoay).

Điều kiện để kết cấu đảm bảo điều kiện làm việc bình thường:

- Theo yêu cầu hạn chế biến dạng: $f \leq f_{gh}$
- Theo yêu cầu hạn chế bề rộng khe nứt : $a_{crc} \leq a_{gh}$
- Theo yêu cầu không cho phép nứt : $T \leq T_n$

trong đó:

- + f và a_{crc} – Biến dạng và bề rộng khe nứt do tải trọng tiêu chuẩn gây ra ;
- + f_{gh} và a_{gh} – Trị số giới hạn của biến dạng và bề rộng khe nứt, được quy định nhằm đảm bảo các yêu cầu kết cấu;
- + T - Nội lực do tải trọng tính toán gây ra trên tiết diện tính toán;
- + T_n - Nội lực mà tiết diện tương ứng chịu được trước khi hình thành khe nứt (khả năng chống nứt của tiết diện).

Nguyên tắc tính toán:

- Về nguyên tắc, tính theo TTGH thứ 2 được tiến hành với mọi kết cấu.
- Dùng tải trọng tiêu chuẩn, cường độ vật liệu tiêu chuẩn đối với tính toán theo TTGH thứ 2.

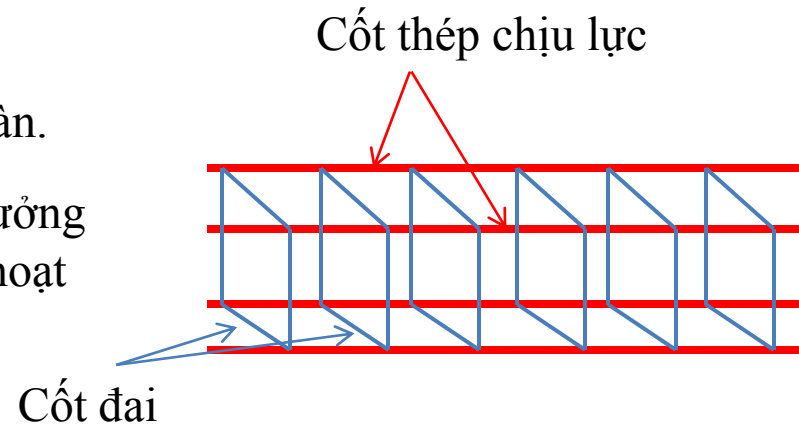
§3. Nguyên tắc cấu tạo cốt thép

3.1. Khung và lưới cốt thép

Để cốt thép nằm đúng vị trí thiết kế trong kết cấu, tùy thuộc từng loại cấu kiện phải liên kết chúng thành khung hoặc lưới bằng cách buộc hoặc hàn (Khung, lưới buộc hoặc Khung, lưới hàn).

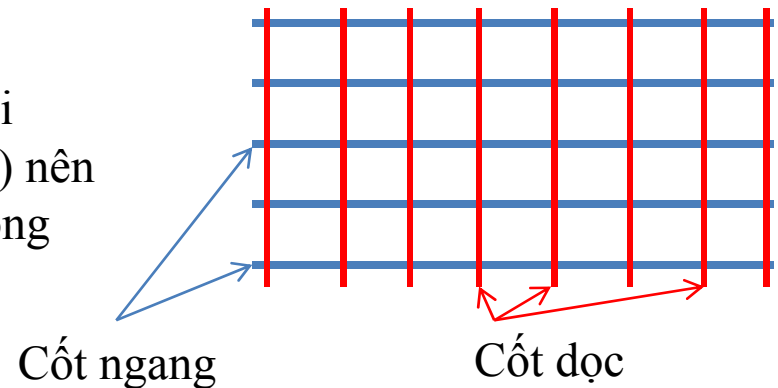
Khung, lưới hàn:

- Các liên kết được thực hiện bằng cách hàn.
- Thường được chế tạo trong các công xưởng nên tốc độ thi công nhanh nhưng độ linh hoạt không cao.



Khung, lưới buộc :

Những thanh rời được liên kết với nhau tại vị trí bằng dây thép mềm ($d = 0,8 \div 1\text{mm}$) nên việc xếp đặt linh hoạt nhưng tốc độ thi công chậm.



3.2. Cốt chịu lực và cốt cấu tạo

Cốt chịu lực: Được xác định hoặc kiểm tra bằng tính toán để chịu các ứng lực do tải trọng gây ra.

Tác dụng: chịu lực chính cho cấu kiện

Cốt cấu tạo: Về thực chất thì cốt cấu tạo cũng chịu lực nhưng chúng không được đặt theo tính toán mà đặt theo các qui định và theo kinh nghiệm.

Tác dụng của cốt cấu tạo:

- + Liên kết các cốt chịu lực với nhau thành khung hoặc lưới;
- + Hạn chế sự co ngót không đều của BT;
- + Chịu ứng suất phát sinh do sự thay đổi nhỏ của nhiệt độ ;
- + Cản trở sự mở rộng các khe nứt;
- + Phân bố tác dụng của lực tập trung;

Vai trò của cốt cấu tạo là rất quan trọng nếu thiếu cốt cấu tạo kết cấu có thể không phát huy hết khả năng chịu lực, bị nứt hoặc bị hư hỏng cục bộ.

3.3. Nối cốt thép

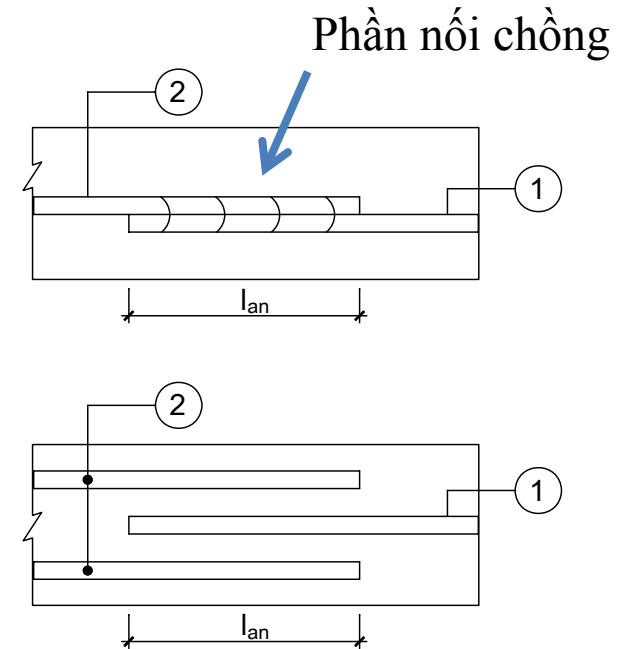
Cần phải nối cốt thép khi chiều dài thanh thép không đủ.

3.3.1. Yêu cầu chung: Tránh nối cốt thép ở vùng cốt thép chịu lực lớn ;

3.3.2. Các phương pháp nối

Nối chồng (Nối buộc):

Đặc điểm: Khi nối chồng, sự truyền lực giữa BT và CT thông qua lực dính nên trong đoạn nối phải đặt cốt đai dày hơn và khi thi công phải đặc biệt chú ý đảm bảo chất lượng BT ở vùng này.

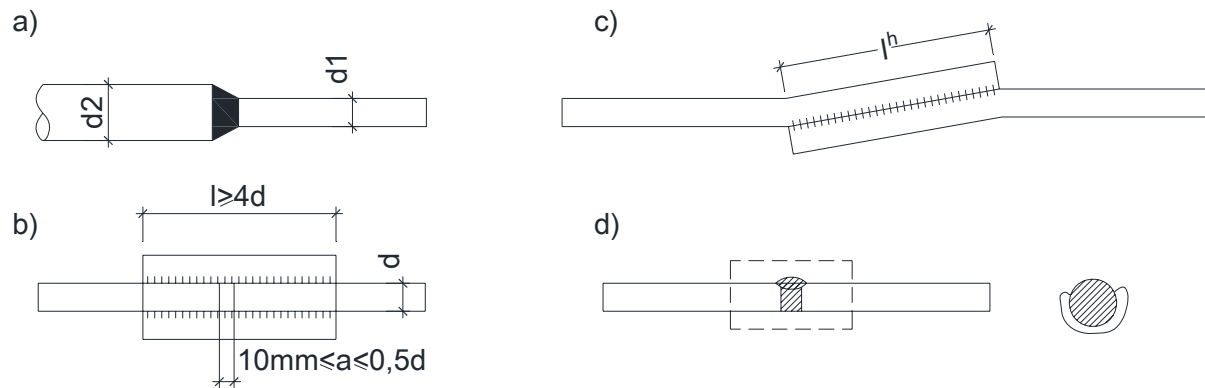


- Chú ý:

- + Không nên nối chồng các thanh có $d > 30$;
- + Không được nối chồng các thanh có $d > 36$;
- + Không nên nối chồng trong vùng chịu kéo của cấu kiện chịu uốn và nén.
- + Không được nối chồng trong các cấu kiện thẳng mà toàn bộ tiết diện chịu kéo ;
- + Không được nối chồng cốt thép nhóm CIV trở lên.

Nối bằng ống lồng: Đút hai đầu ống thép cần nối vào một ống thép. Liên kết giữa thanh cốt thép và ống lồng có thể dùng máy ép bóp chặt tạo ma sát hoặc dùng liên kết ren hoặc keo.

Nối hàn (hàn đối đầu tiếp xúc hoặc hàn hồ quang)



Hàn đối đầu tiếp xúc: Được thực hiện bằng các máy hàn chuyên dụng, dùng nối dài các thanh $d \geq 10$ mm; $d_1/d_2 \geq 0,85$.

Hàn điện hồ quang: Dùng dòng điện cường độ lớn nung chảy kim loại của que hàn và thép cần hàn để chúng liên kết với nhau :

- Hàn điện hồ quang dùng thanh kẹp và không dùng thanh kẹp. Thường dùng nối thép cán nóng $d \geq 10$. Chiều cao, chiều rộng và chiều dài đường hàn xem SGK. ($l_h \geq 5d$ nếu hàn 2 bên...)
- Hàn điện hồ quang đối đầu: Thường dùng khi $d \geq 20$ và được hàn trong một máng lót.

Chú ý:

- + Không được hàn dính bằng hồ quang các cốt thép chịu lực nhóm C III ; A-III trong liên kết dạng chữ thập;
- + Liên kết đôi đầu các thanh cốt thép kéo nguội loại A-IIIB phải được hàn trước khi kéo nguội;
- + Đối với thép nhóm C IV ; A-IV và các cốt thép được gia công bằng cơ, nhiệt chỉ được hàn theo những quy định đã nêu trong tiêu chuẩn kỹ thuật;

Yêu cầu của mỗi hàn:

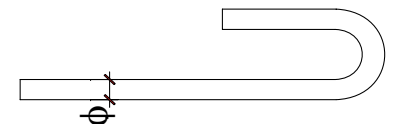
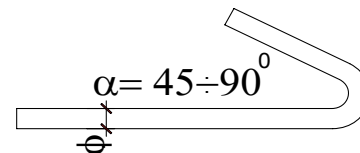
- Bề mặt mỗi hàn mịn, không rỗ, trong phạm vi mỗi hàn không có khuyết tật;
- Khi làm thí nghiệm kéo thì cốt thép bị đứt ở ngoài phạm vi mỗi hàn.

3.4. Neo cốt thép

Để cốt thép phát huy hết khả năng chịu lực cần neo chắc đầu mút của nó vào BT ở vùng liên kết hoặc gối tựa nhằm đảm bảo cho CT không bị kéo tuột trước khi bị kéo đứt.

Chiều dài đoạn neo:

$$l_{\text{neo}} \geq \max (l_{\text{an}}, l_{\text{an}}^* \text{ và } l_{\text{min}})$$



Những trường hợp không cần uốn móc neo:

- + Cốt có gờ (một số nước vẫn yêu cầu uốn móc neo);
- + Cốt trong khung, lưới hàn ;
- + Cốt chịu nén trong cột.

3.5. Lớp BT bảo vệ cốt thép:

Tác dụng:

- + Bảo vệ cốt thép;
- + Đảm bảo lực dính giữa BT và CT.

Yêu cầu: $C_1; C_2 \geq (d \text{ và } C_0)$.

- Đối với cốt dọc chịu lực:

Trong bản và tường có chiều dày:

- + $h_b \leq 100 \text{ mm}$: $C_0 = 10 \text{ mm}$ (15 mm)
- + $h_b > 100 \text{ mm}$: $C_0 = 15 \text{ mm}$ (20 mm)

- Trong dầm và sườn có chiều cao:

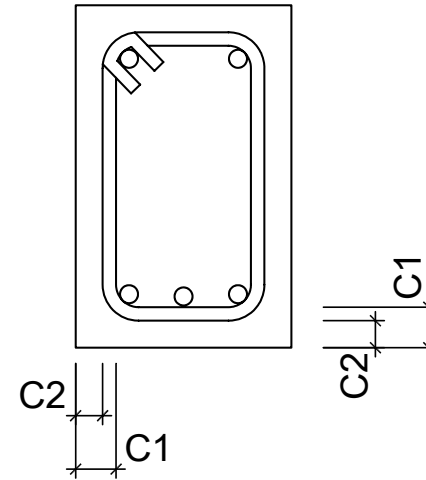
- + $h < 250 \text{ mm}$: $C_0 = 15 \text{ mm}$ (20 mm)
- + $h \geq 250 \text{ mm}$: $C_0 = 20 \text{ mm}$ (25 mm)

- Trong cột: $C_0 = 20 \text{ mm}$ (25 mm)

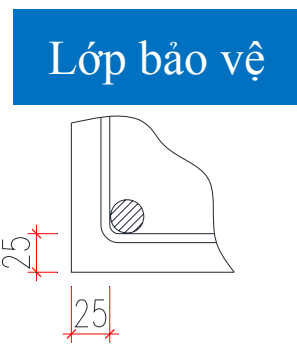
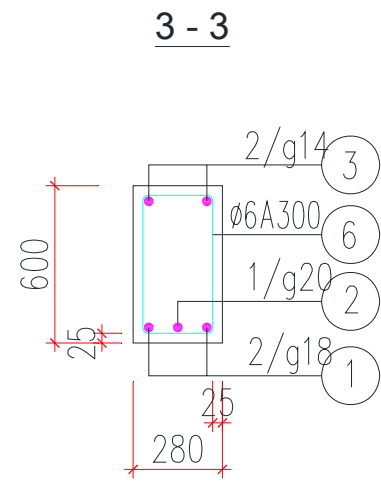
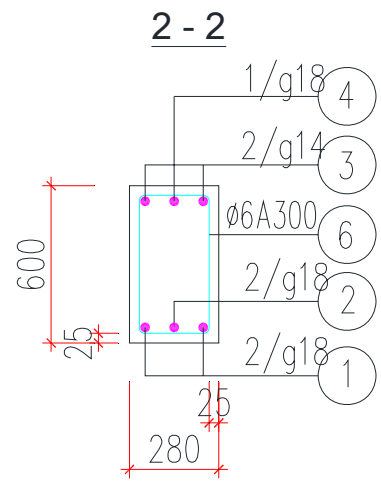
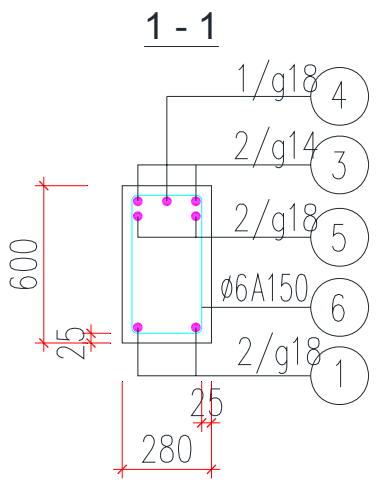
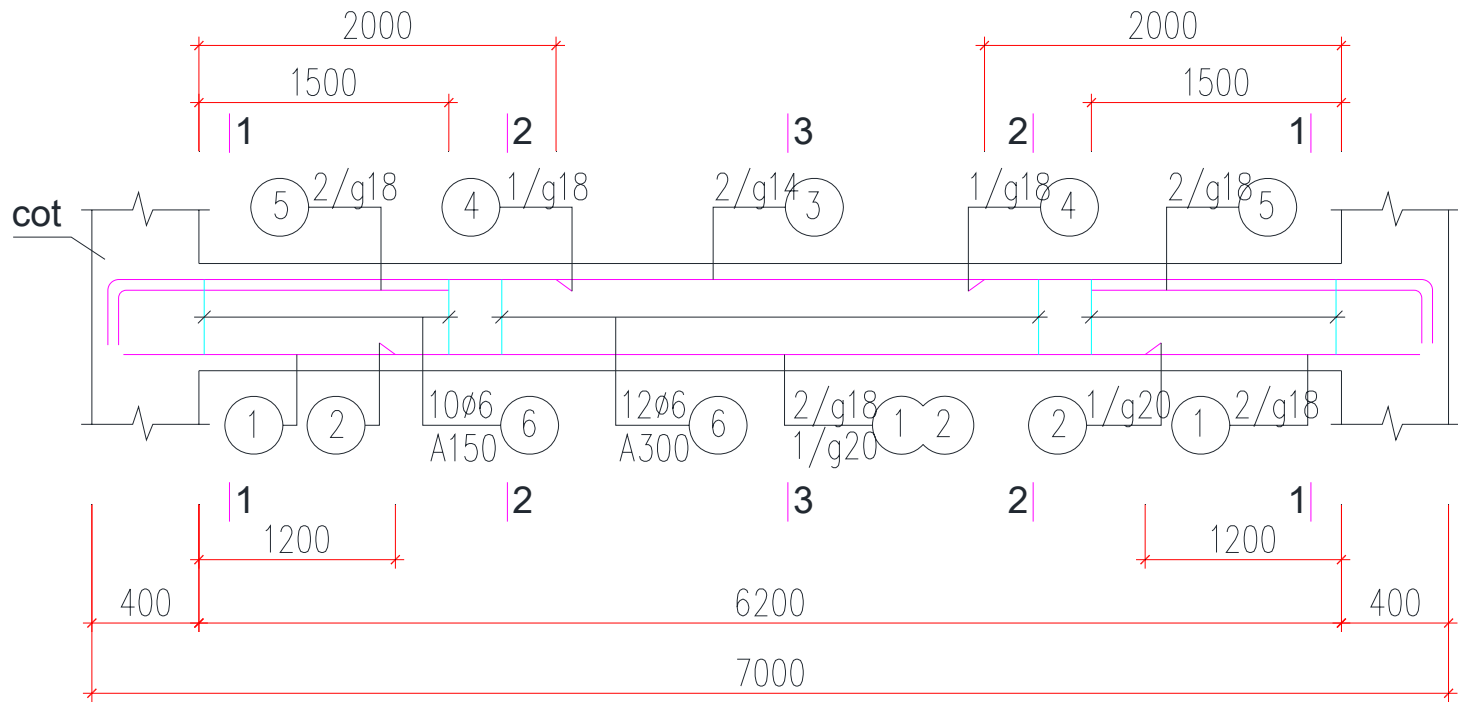
- Trong dầm móng: $C_0 = 30 \text{ mm}$

- Đối với cốt dọc cấu tạo và cốt đai:

- + Khi chiều cao tiết diện $h < 250 \text{ mm}$: $C_0 = 10 \text{ mm}$ (15 mm)
- + Khi chiều cao tiết diện $h \geq 250 \text{ mm}$: $C_0 = 15 \text{ mm}$ (20 mm)



C_1 – Chiều dày lớp BT bảo vệ cốt dọc ;
 C_2 – Chiều dày lớp BT bảo vệ cốt đai hoặc cốt cấu tạo





Chương 3.

Cấu kiện chịu uốn

§ 1. Sự làm việc của dầm chịu uốn

1.1. Hai hình thức phá hoại

Thí nghiệm: Xét dầm đơn giản chịu $q \uparrow$

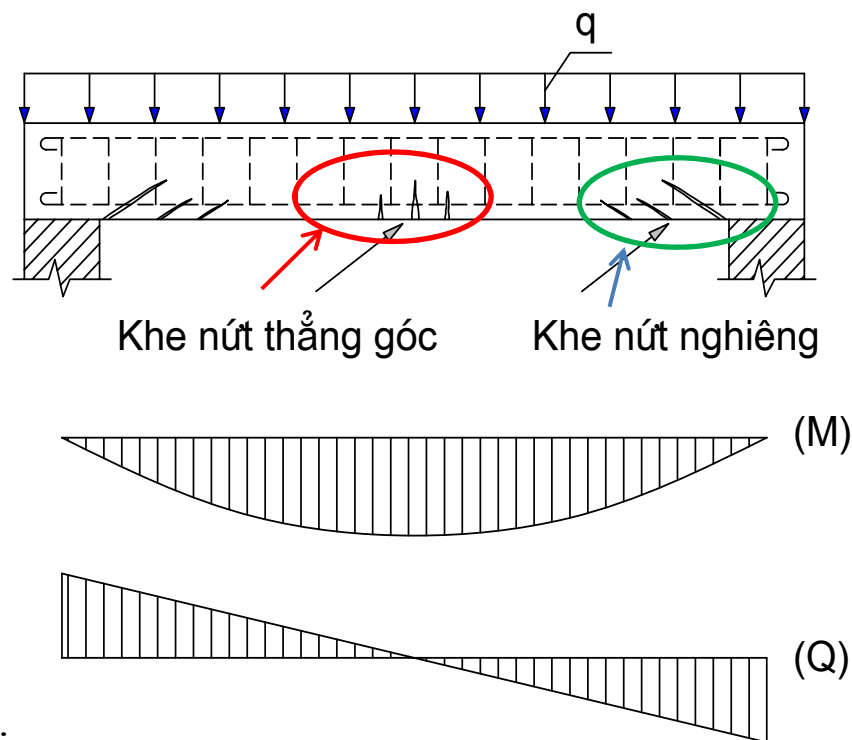
- q nhỏ \Rightarrow dầm nguyên vẹn
- $q \uparrow$ ($\sigma_{bt} > R_{bt}$) \Rightarrow Nứt:
 - + **Thẳng góc** ở khu vực giữa nhịp (M lớn);
 - + **Nghiêng** ở khu vực gối tựa (Q lớn);
- $q \uparrow \Rightarrow$ Nứt mở rộng \rightarrow dầm bị phá hoại:
 - + Hoặc trên tiết diện thẳng góc;
 - + Hoặc trên tiết diện nghiêng;
 - + Hoặc trên cả hai tiết diện.

\Rightarrow Phải tính toán sao cho dầm không bị phá hoại:

- + Trên tiết diện thẳng góc;
- + Trên tiết diện nghiêng.

(Tức là tính toán theo cường độ trên tiết diện thẳng góc và tiết diện nghiêng).

(Dầm chịu tải trọng tập trung, quá trình xảy ra tương tự).



1.2 Trạng thái ứng suất – biến dạng trên tiết diện thẳng góc

Giai đoạn I:

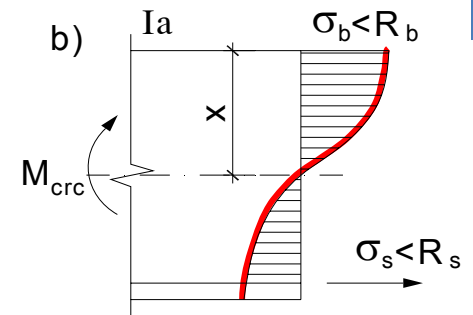
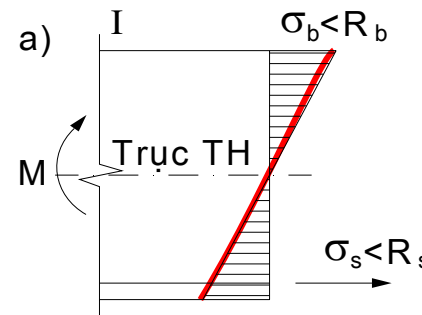
- q nhỏ (M nhỏ): Vật liệu đàn hồi.
- q↑ => Biến dạng dẻo trong BT ↑
- BT sắp sửa nứt:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < R_b; \sigma_s < R_s \\ \sigma_{bt} \approx R_{bt} \end{array} \right\} \text{Trạng thái Ia}$$

- Tải trọng: q_{crc}

- Nội lực: M_{crc}

$$\Rightarrow \text{Đk để không nứt: } \left\{ \begin{array}{l} q \leq q_{crc} \\ M \leq M_{crc} \end{array} \right.$$



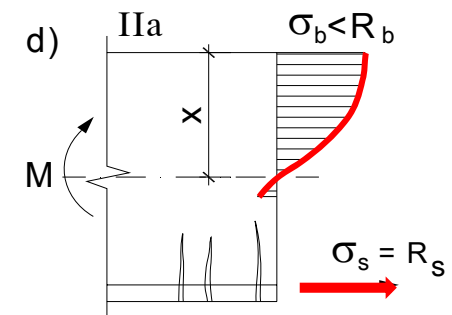
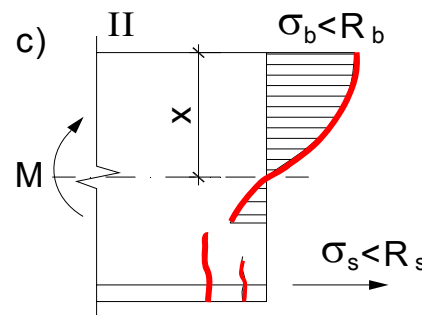
Giai đoạn II:

- q↑ BT bị nứt, lực kéo do cốt thép chịu

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < R_b; \sigma_s < R_s \\ \sigma_{bt} > R_{bt} \end{array} \right\} \text{Trạng thái II}$$

- q↑ nếu lượng cốt thép hợp lý

$$\sigma_b < R_b; \sigma_s = R_s \quad \text{Trạng thái IIa}$$



Giai đoạn III (Giai đoạn phá hoại):

□ Trạng thái giới hạn (TTGH) về cường độ trên tiết diện thẳng góc:

- $q \uparrow$ BT chịu nén thu hẹp:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = R_b \\ \sigma_s = R_s \end{array} \right\} \text{Cốt thép đang ở thêm chảy}$$

⇔ **Tiết diện ở TTGH về cường độ**

- Tải trọng: q_{gh}

- Nội lực: M_{gh}

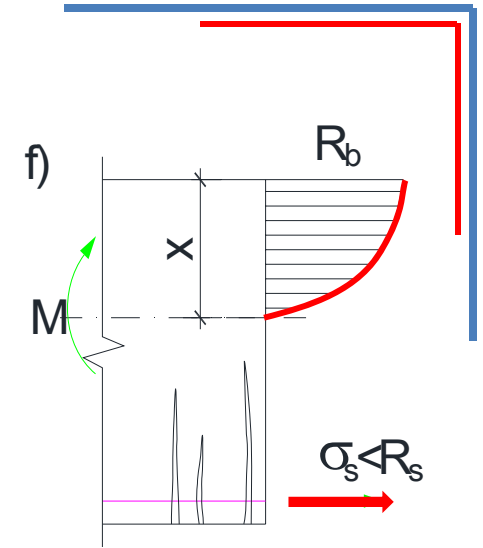
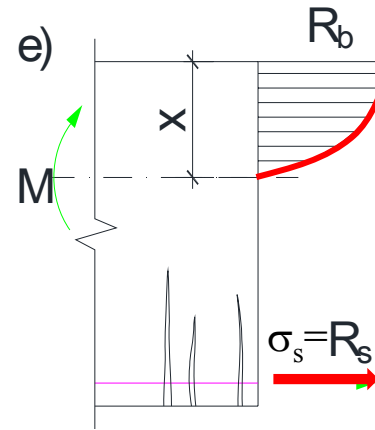
(Cơ sở để tính toán theo cường độ trên tiết diện thẳng góc).

□ Sự phá hoại kết cấu:

➤ Phá hoại dẻo (Trường hợp phá hoại thứ nhất):

$$\text{Khi tiết diện đã ở TTGH, nếu } q \uparrow \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_b > R_b \\ \sigma_s > R_s \end{array} \right. \Rightarrow \text{Kết cấu bị phá hoại.}$$

➤ Phá hoại giòn (Trường hợp phá hoại thứ hai):



➤ Phá hoại giòn (Trường hợp phá hoại thứ hai):

✓ Trường hợp cốt thép quá nhiều:

Sau khi BT vùng kéo nứt, $q \uparrow \Rightarrow \begin{cases} \sigma_b \gg R_b \\ \sigma_s \ll R_s \end{cases} \Rightarrow \text{KC bị phá hoại đột ngột từ vùng nén.}$

Trường hợp này cần tránh vì:

- . Sự phá hoại xảy ra khi biến dạng còn nhỏ, khó đề phòng;
- . Khả năng làm việc của cốt thép vùng kéo khai thác rất ít (**Lãng phí thép**).

✓ Trường hợp cốt thép quá ít:

Sau khi BT vùng kéo nứt, $q \uparrow \Rightarrow \begin{cases} \sigma_b \ll R_b \\ \sigma_s \gg R_s \end{cases} \Rightarrow \text{CT đột ngột đứt, dầm bị phá hoại ngay tức khắc.}$

Trường hợp này cần tránh vì:

- . Sự phá hoại xảy ra rất đột ngột, khó đề phòng;
- . Khả năng làm việc của BT vùng nén chưa được khai thác (**Lãng phí BT**).

Chú ý:

Khi sử dụng kết cấu, U'S thường chỉ đạt đến giai đoạn II.

Giai đoạn II làm cơ sở để tính toán kiểm tra sự làm việc bình thường của kết cấu (Tính độ võng và bề rộng khe nứt).

§ 2. Nguyên tắc cấu tạo

2.1. Phân biệt bản và dầm

- Bản là kết cấu phẳng có bề dày khá bé so với chiều dài và chiều rộng.
- Dầm là cấu kiện mà chiều cao và chiều rộng của tiết diện ngang khá nhỏ so với chiều dài của nó.

2.2. Đặc điểm cấu tạo bản:

Kích thước:

Trong kết cấu nhà cửa:

$$l_1, l_2 = 2 \div 4\text{m (có thể } 8 \div 9\text{m)}$$

$$h = 6 \div 15\text{cm (có thể } 20 \div 22\text{cm)}$$

Vật liệu:

❑ Bê tông: B12,5; B15; B20...

❑ Cốt thép:

- Cốt chịu lực (1): $d \leq h_b/10$

$$7\text{cm (để đổ BT; ít nút buộc)} \leq a \leq \begin{cases} 20\text{cm khi } h_b \leq 15\text{cm} \\ 1,5h_b \text{ khi } h_b \geq 15\text{cm (BT,CT kết hợp tốt)} \end{cases}$$

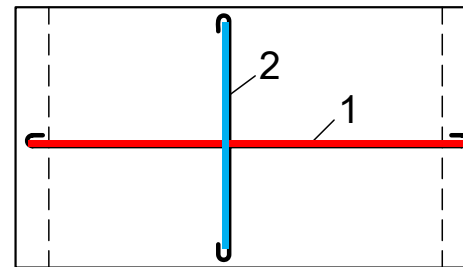
- Cốt cấu tạo (2)

+ Định vị cốt chịu lực;

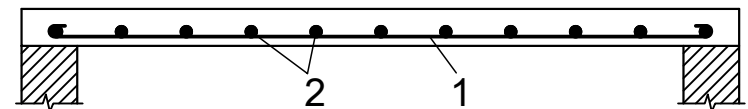
+ Phân phối lực tập trung

+ Chịu ứng suất do co ngót và do Δt

a)



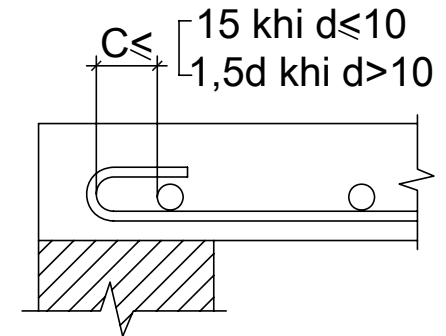
b)



- Cốt cấu tạo (2)

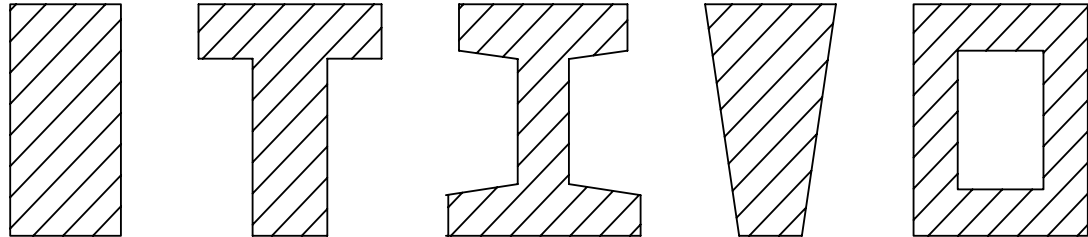
- + Thép thường sử dụng: CI, CII
- + Vuông góc với cốt chịu lực: $a \leq 35\text{cm}$ (25-35cm)
- + Với bản kê bốn cạnh:

$$\begin{cases} A_{S2} \geq 10\% A_{S1} & \text{khi } \frac{l_2}{l_1} > 3 \\ A_{S2} \geq 20\% A_{S1} & \text{khi } \frac{l_2}{l_1} > 2 \end{cases}$$



2. Đặc điểm cấu tạo Dầm

Các dạng tiết diện



Xác định kích thước tiết diện chữ nhật

$$h = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{20} \right) l \quad \text{Trong đó } l - \text{chiều dài nhịp dầm}$$

$$b = (0,3 \div 0,5)h$$

Vật liệu

□ **Bê tông:** B12,5; B15; B20...

□ **Cốt thép:**

- **Cốt chịu lực (1) (2):** CII, CIII

$$d = 10 \div 32$$

$$b \geq 150 \Rightarrow \text{bố trí} \geq 2 \text{ thanh}$$

$$b < 150 \Rightarrow \text{Có thể bố trí 1 thanh}$$

- **Cốt dọc cấu tạo (3) (4):**

+ Nhóm thép: CI, CII

+ Hàm lượng cốt thép: $\mu \geq \mu_{\min} = 0,1\%$

$$L \leq 4\text{m} \rightarrow d = 10$$

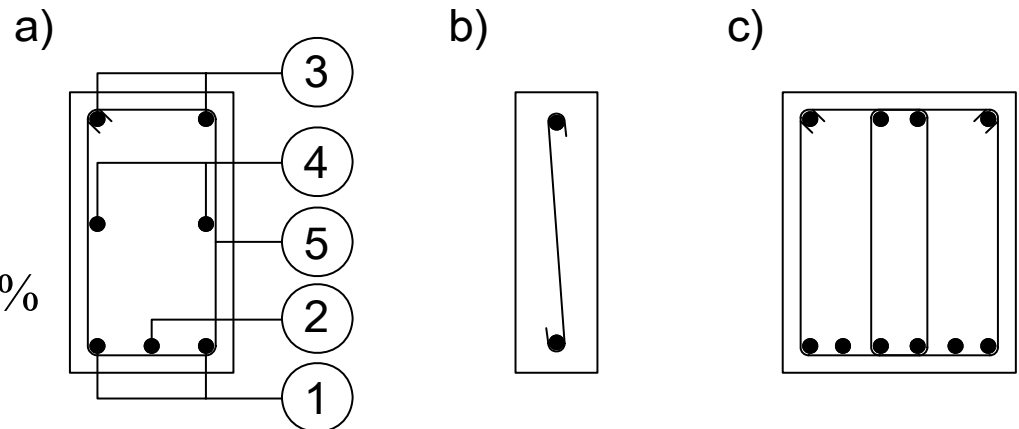
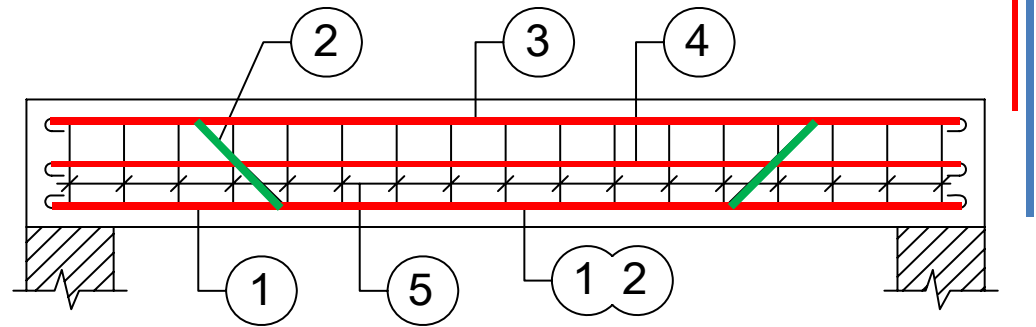
$$L = 5 - 8\text{m} \rightarrow d = 12$$

$$L \geq 8\text{m} \rightarrow d = 14$$

+ Tác dụng

- Làm giá tựa cho cốt đai;
- Chịu ứng suất do co ngót và do Δt .

Chú ý: Cốt dọc phụ (cốt giá thành) chỉ đặt khi $h \geq 70\text{cm}$



- **Cốt đai** (5):

+ Tác dụng: Chịu lực cắt Q và định vị cốt dọc, liên kết BT vùng nén với BT vùng kéo => tăng khả năng chịu lực cho tiết diện.

+ Nhóm CI, CII;

+ Số lượng (n,d,s) xác định theo Q và các yêu cầu cấu tạo:

Thường $d = 6 \div 10\text{mm}$

$$h \leq 80\text{cm} \rightarrow d \geq 6\text{mm}$$

$$h > 80\text{cm} \rightarrow d \geq 8\text{mm}$$

$b \leq 15\text{cm} \rightarrow$ Có thể sử dụng đai 1 nhánh

$b \geq 35\text{cm} \rightarrow$ Có thể sử dụng đai ≥ 3 nhánh

- **Cốt xiên** (2): chịu lực cắt Q ; đặt cốt xiên khi cốt đai không đủ chịu lực cắt Q.

§ 3. Tính toán cấu kiện có tiết diện chữ nhật theo khả năng chịu lực

3.1. Trên tiết diện thẳng góc

3.1.1. Cấu kiện có tiết diện chữ nhật đặt cốt đơn:

a. Sơ đồ ứng suất và các công thức cơ bản:

➤ Giả thuyết tính toán:

- Biểu Đồ ỨS pháp trong BT vùng nén coi gần đúng là hình chữ nhật;
- BT vùng kéo bị nứt, coi toàn bộ lực kéo do cốt thép chịu;
- Cốt thép trong vùng nén không được kể đến trong tính toán.

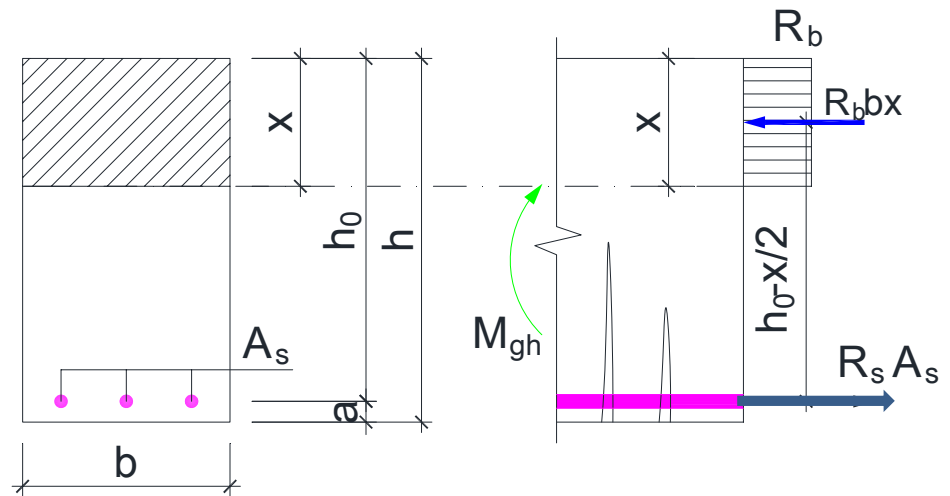
➤ Sơ đồ ỨS

TTGH về cường độ:
$$\begin{cases} \sigma_b = R_b \\ \sigma_s = R_s \end{cases}$$

➤ Các công thức cơ bản

$$\sum X = 0 \Rightarrow R_s \cdot A_s = R_b \cdot b \cdot x \quad (1)$$

$$\sum M/A_s = 0 \Rightarrow M \leq M_{gh} = R_b \cdot b \cdot x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (2)$$



Điều kiện cường độ

b. Tính toán tiết diện

$$\text{Đặt: } \xi = \frac{x}{h_0}; \alpha_m = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right); \zeta = 1 - \frac{\xi}{2} \quad (\xi; \alpha_m; \zeta - PL9)$$

$$(1) \Rightarrow R_s A_s = \xi R_b b h_0 \quad (3)$$

$$(2) \Rightarrow M \leq M_{gh} = \alpha_m R_b b h_0^2 \quad (4) \quad \text{hay} \quad M \leq M_{gh} = \zeta R_s A_s h_0 \quad (5)$$

c. Điều kiện hạn chế

Điều kiện để không xảy ra phá hoại giòn (*cốt thép không được quá nhiều hoặc quá ít*).

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0} \times 100\%$$

✓ Trường hợp cốt thép không quá ít: $\mu \geq \mu_{\min} = 0,05\%$

✓ Trường hợp cốt thép không quá nhiều: $A_s \leq A_{s\max} \Leftrightarrow \mu \leq \mu_{\max} \Leftrightarrow x \leq x_{\max} = \xi_R h_0$

$$\Rightarrow \xi \leq \xi_R \quad \text{hay} \quad \alpha_m \leq \alpha_R = \xi_R \left(1 - \frac{\xi_R}{2}\right)$$

$$R_s A_s = \xi R_b b h_0 \quad (3)$$

$$M \leq M_{gh} = \alpha_m R_b b h_0^2 \quad (4)$$

Bài toán 1: Biết b,h,vật liệu và M ; Yêu cầu tính A_s

Các bước giải bài toán:

Bước 1: Xác định các tham số của vật liệu

- Căn cứ cấp độ bền BT, nhóm thép tra các bảng bảng PL có:

$$R_b; R_s; \xi_R; \alpha_R$$

Bước 2 : Giả thiết a, Tính h_0

$$a_{gt} = \begin{cases} 1,5 \div 2\text{cm} \text{ đối với bản dày } 6 \div 12\text{cm} \\ 3 \div 6\text{cm} \text{ (Có thể lớn hơn) đối với dầm} \end{cases}$$

➔ $h_0 = h - a$

$$R_s \cdot A_s = \xi R_b b h_0 \quad (3)$$

$$M \leq M_{gh} = \alpha_m R_b b h_0^2 \quad (4)$$

Bước 3: Tính A_s :

$$(4) \rightarrow \alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2}$$

➤ Nếu $\alpha_m > \alpha_R \Rightarrow$ Tiết diện bé $\left\{ \begin{array}{l} + \text{ hoặc tăng kích thước tiết diện (KTTD)} \\ + \text{ hoặc tăng mác vật liệu} \\ + \text{ hoặc đặt cột kép} \end{array} \right.$

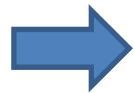
➤ Nếu $\alpha_m \leq \alpha_R \quad (\xi \leq \xi_R)$

$$\rightarrow A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} \quad \text{hay} \quad A_s = \frac{M}{\zeta R_s h_0}$$

Bước 4: Kiểm tra điều kiện hạn chế:

$$\mu\% = \frac{A_s}{bh_0} 100\%$$

➤ Nếu $\mu < \mu_{\min} \Rightarrow$ tiết diện lớn



- + hoặc giảm (KTTD);
- + hoặc giảm mức vật liệu (nếu có thể) \Rightarrow Tính lại
- + nếu không giảm được (do yêu cầu cấu tạo), chọn $A_s \geq \mu_{\min} bh_0$

➤ Nếu $\mu \geq \mu_{\min} \Rightarrow$ Thỏa mãn điều kiện giới hạn

Kích thước tiết diện hợp lý khi:

$\mu\% = 0,3 \div 0,6$ đối với bản;

$\mu\% = 1,0 \div 2,0$ đối với dầm.

Bước 5: Chọn và bố trí cốt thép:

$$a = \frac{\sum A_{Si} \times a_i}{\sum A_{Si}} \text{ So sánh } a \text{ với } a_{gt}$$

Nếu sai khác nhiều so với giả thiết thì yêu cầu tính lại.

$$R_s \cdot A_s = \xi R_b b h_0 \quad (3)$$

$$M \leq M_{gh} = \alpha_m R_b b h_0^2 \quad (4)$$

Bài toán 2: Biết M và vật liệu; Yêu cầu xác định KTTD và tính A_s

Các bước giải bài toán:

Bước 1: Xác định các tham số của vật liệu

- Căn cứ cấp độ bền BT, nhóm thép tra các bảng bảng PL có:

$$R_b; R_s; \xi_R; \alpha_R$$

Bước 2: Xác định KTTD:

- Bài toán có hai phương trình, bốn ẩn (b, h, ξ, A_s)

➤ **Cách 1:**

- Giả thiết b và ξ

Giả thiết b: $\left\{ \begin{array}{l} \text{Kinh nghiệm} \\ \text{Yêu cầu kiến trúc và yêu cầu cấu tạo;} \end{array} \right.$

Giả thiết ξ : $\left\{ \begin{array}{l} 0,1 \div 0,25 \text{ đối với bản} \\ 0,3 \div 0,4 \text{ đối với dầm} \end{array} \right.$

$$R_s \cdot A_s = \xi R_b b h_0 \quad (3)$$

$$M \leq M_{gh} = \alpha_m R_b b h_0^2 \quad (4)$$

- Tính h:

$$\oplus \alpha_m = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) \Rightarrow h_0 \geq \sqrt{\frac{M}{\alpha_m R_b b}}$$

$$\oplus h = h_0 + a$$

➤ **Cách 2:** (đã biết sơ đồ kết cấu sẽ tính được kích thước tiết diện dầm):

$$\oplus h = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{8}\right) l \quad \text{trong đó } l - \text{nhịp dầm;}$$

$$\oplus b = (0,3 \div 0,5)h$$

Bước 3: Tính A_s : Như bài toán 1

$$R_s \cdot A_s = \xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 \quad (3)$$

$$M \leq M_{gh} = \alpha_m \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 \quad (4)$$

Bài toán 3: Biết KTTD, A_s và vật liệu. Yêu cầu Tính M_{gh}

Các bước giải bài toán:

Bước 1: Xác định các tham số của vật liệu

- Căn cứ mức BT, nhóm thép tra các bảng bảng PL có:

$$R_b; R_s; \xi_R; \alpha_R$$

Bước 2 : Tính a (theo cấu tạo) $\Rightarrow h_0 = h - a$

Bước 3: Tính M_{gh} $\Rightarrow \xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0}$

Trường hợp 1:

$\xi \leq \xi_R \Rightarrow$ tra bảng có α_m

$$\Rightarrow M_{gh} = \alpha_m R_b b h_0^2$$

Trường hợp 2:

$\xi > \xi_R \Rightarrow$ lấy $\alpha_m = \alpha_R$

$$\Rightarrow M_{gh} = \alpha_R R_b b h_0^2$$

$M \leq M_{gh} \Rightarrow$ Cấu kiện đủ khả năng chịu lực.

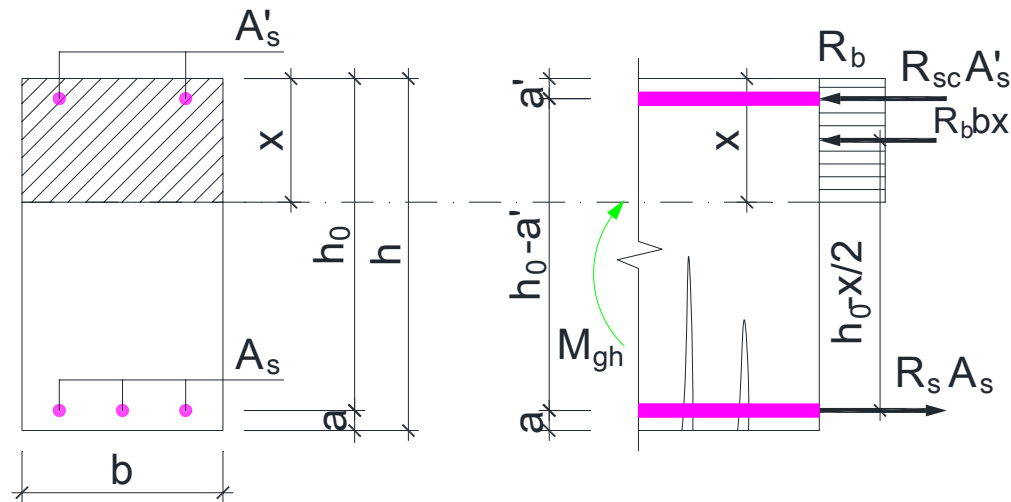
$M > M_{gh} \Rightarrow$ Cấu kiện không đủ khả năng chịu lực.

3.1.2. Cấu kiện có tiết diện chữ nhật đặt cốt kép:

a. Điều kiện đặt cốt kép: $\alpha_R < \alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \leq 0,5$

b. Sơ đồ ứng suất và các công thức cơ bản:

Sơ đồ ứng suất: ở TTGH: $\sigma_{sc} = R_{sc}$, $\sigma_s = R_s$, $\sigma_b = R_b$



Các công thức cơ bản:

$$\sum X = 0 \Rightarrow R_s A_s = R_b b x + R_{sc} A'_s \quad (1)$$

Điều kiện cường độ: $M \leq M_{gh}$

$$\sum \frac{M}{A_s} = 0 \Rightarrow M \leq M_{gh} = R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (2)$$

Đặt: $\xi = \frac{x}{h_0}; \alpha_m = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)$

(1) $\Rightarrow R_s A_s = \xi R_b b h_0 + R_{sc} A'_s$ (3)

(2) $\Rightarrow M \leq M_{gh} = \alpha_m R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$ (4)

Điều kiện hạn chế:

- Điều kiện không xảy ra phá hoại giòn:

+ $\mu \geq \mu_{\min}$

+ $x \leq x_{\max}$ hay $\xi \leq \xi_R$ hay $\alpha_m \leq \alpha_R = \xi_R \left(1 - \frac{\xi_R}{2}\right)$

- Điều kiện $\sigma_{sc} = R_{sc}$ thì $x \geq 2a'$ hay $\xi \geq \frac{2a'}{h_0}$

* Trường hợp: $x < 2a'$ hay $\xi < \frac{2a'}{h_0}$ Thiên về an toàn, lấy $x = 2a'; \xi = \frac{2a'}{h_0}$

Điều kiện cường độ tương ứng:

$$M \leq M_{gh} = R_s A_s (h_0 - a')$$

$$R_s A_s = \xi R_b b h_0 + R_{sc} A'_s \quad (3)$$

$$M \leq M_{gh} = \alpha_m R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (4)$$

Bài toán 1: Biết b, h, vật liệu và M. Yêu cầu tính A'_s và A_s

Các bước giải bài toán:

Bước 1: Xác định các tham số của vật liệu

- Căn cứ mức BT, nhóm thép tra các bảng bảng PL có $R_b; R_s; R_{sc}; \xi_R; \alpha_R$

Bước 2: Giả thiết a và a' Tính h_0

Bước 3: Tính A'_s và A_s : Tính: $\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2}$

+ **Nếu:** $\alpha_m \leq \alpha_R \Rightarrow$ Tính cột đơn.

+ **Nếu:** $\alpha_m > 0,5 \Rightarrow$ Tăng KTTD hoặc tăng mức VL, sao cho $\alpha_m \leq 0,5$

+ **Nếu:** $\alpha_R < \alpha_m \leq 0,5 \Rightarrow$ **Đặt cột kép**

- **Để tận dụng hết khả năng chịu lực của BT vùng nén, chọn $\xi = \xi_R \Leftrightarrow \alpha_m = \alpha_R$**

Từ: $M \leq M_{gh} = \alpha_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$ Lấy $M = M_{gh}$

$$\Rightarrow A'_s = \frac{M - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')}$$

$$R_s A_s = \xi R_b b h_0 + R_{sc} A'_s \quad (3)$$

$$M \leq M_{gh} = \alpha_m R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (4)$$

$$\Rightarrow A'_s = \frac{M - \alpha_m R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')}$$

+ Nếu: $\mu' = \frac{A'_s}{b h_0} \geq \mu_{\min} \Rightarrow A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} + \frac{R_{sc}}{R_s} A'_s$

+ Nếu: $\mu' < \mu_{\min}$ Chọn $A'_s \geq \mu_{\min} b h_0$ Tính A_s theo A'_s đã biết như bài toán 2

Bước 4: Chọn và bố trí CT

Tính a và a' , so sánh với (giả thiết). Nếu sai khác nhiều, giả thiết và tính lại.

$$R_s A_s = \xi R_b b h_0 + R_{sc} A'_s \quad (3)$$

$$M \leq M_{gh} = \alpha_m R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (4)$$

Bài toán 2: Biết b, h , vật liệu, M và A'_s . Yêu cầu tính A_s

Các bước giải bài toán:

Bước 1: Xác định các tham số của vật liệu $R_b; R_s; R_{sc}; \xi_R; \alpha_R$

Bước 2: Tính h_0 và a' : Giả thiết $a \Rightarrow h_0 = h - a$

Bước 3: Tính A_s : $\alpha_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b h_0^2}$

+ **Nếu:** $\alpha_m > \alpha_R \Rightarrow A'_s$ đã cho là chưa đủ \Rightarrow Coi A'_s là chưa biết tính cả A'_s và A_s như BT1

+ **Nếu:** $\alpha_m \leq \alpha_R \Rightarrow$ Từ α_m tra bảng có ξ

+ **Nếu:** $\xi \geq \frac{2a'}{h_0} \Rightarrow A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} + \frac{R_{sc}}{R_s} A'_s$

+ **Nếu:** $\xi < \frac{2a'}{h_0} \Rightarrow A_s = \frac{M}{R_s (h_0 - a')}$

Bước 4: Kiểm tra điều kiện hạn chế: $\mu \% = \frac{A_s}{b h_0} 100\%$ Yêu cầu: $\mu \geq \mu_{\min}$

+ **Nếu:** $\mu < \mu_{\min} \Rightarrow$ TD lớn $\left\{ \begin{array}{l} \text{Hoặc giảm KTTD, giảm mác vật liệu. Tính lại.} \\ \text{Hoặc lấy } A_s \geq \mu_{\min} b h_0 \text{ để chọn và bố trí CT} \end{array} \right.$

Bước 5: Chọn và bố trí cốt thép: Tính a . So sánh a (gthiết).

$$R_s A_s = \xi R_b b h_0 + R_{sc} A'_s \quad (3)$$

$$M \leq M_{gh} = \alpha_m R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (4)$$

Bài toán 3: Biết KTTD, A_s , A'_s và vật liệu. Yêu cầu Tính M_{gh}

Bước 1: Xác định các tham số của vật liệu $R_b; R_s; R_{sc}; \xi_R; \alpha_R$

Bước 2: Tính a và a' : $h_0 = h - a$

Bước 3: Tính M_{gh}

$$\xi = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b h_0}$$

+ **Nếu:** $\xi < \frac{2a'}{h_0} \Rightarrow M_{gh} = R_s A_s (h_0 - a')$

+ **Nếu:** $\frac{2a'}{h_0} \leq \xi \leq \xi_R \Rightarrow M_{gh} = \alpha_m R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$

+ **Nếu:** $\xi > \xi_R \Rightarrow M_{gh} = \alpha_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$

Bước 4: Kiểm tra

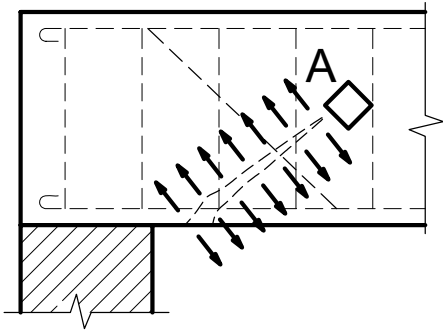
$M \leq M_{gh} \Rightarrow$ Cầu kiện đủ khả năng chịu lực.

$M > M_{gh} \Rightarrow$ Cầu kiện không đủ khả năng chịu lực.

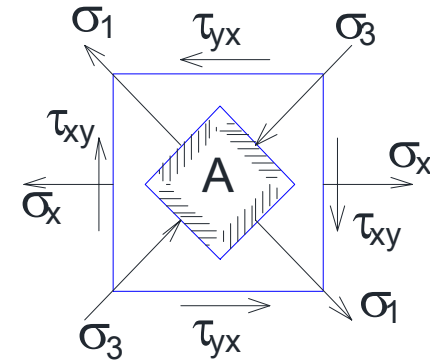
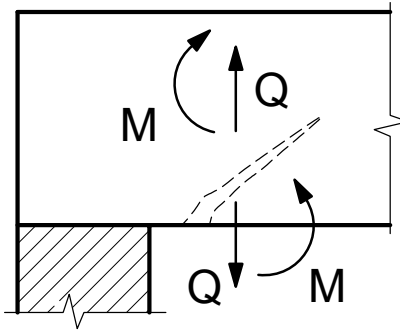
3.2. Tính toán cấu kiện chịu uốn chữ nhật theo cường độ trên tiết diện nghiêng

3.2.1. Sự phá hoại theo tiết diện nghiêng:

a)



b)



Bản chất của sự phá hoại trên tiết diện nghiêng là do:

- + Hoặc $\sigma_1 > R_{bt} \Rightarrow$ sẽ làm xuất hiện các khe nứt nghiêng
- + Hoặc σ_3 lớn \Rightarrow dải BT nằm giữa các khe nứt bị ép vỡ

Cũng có thể hiểu sự phá hoại trên tiết diện nghiêng là do:

- + Mô men uốn làm quay hai phần dầm xung quanh vùng nén.
- + Lực cắt kéo tách hai phần dầm theo phương vuông góc với trục dầm.

- Cốt dọc, cốt đai, cốt xiên có tác dụng chống lại sự quay của hai phần dầm.
- Cốt đai, cốt xiên có tác dụng chống lại sự kéo tách của hai phần dầm.



Sự phá hoại xảy ra khi:

- + Hoặc dải BT nằm giữa các khe nứt bị ép vỡ
 - + Hoặc các CT không đủ khả năng chịu lực
 - + Hoặc các CT bị kéo tuột do neo không chặt.
- Tính toán trên tiết diện nghiêng tách riêng theo lực cắt và theo mô men.

3.2.2. Tính toán theo cường độ trên tiết diện nghiêng

a. Điều kiện không bị phá hoại trên TDN theo US nén chính:

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0 \quad (1)$$

φ_{w1} - H/s xét đến ảnh hưởng của cốt đai đặt vuông góc với trục cầu kiện

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \alpha \mu_w \leq 1,3$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}; \mu_w = \frac{A_{sw}}{bs}$$

A_{sw} - Diện tích tiết diện ngang của một lớp cốt đai.

b - Chiều rộng của TD CN;

s - Khoảng cách giữa các cốt đai theo phương trục cầu kiện.

φ_{b1} - H/s xét đến k/n phân phối lại ứng suất của các loại BT khác nhau.

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b$$

$\beta = 0,01$ với bê tông nặng và bê tông hạt nhỏ

$\beta = 0,02$ với bê tông nhẹ

R_b : Cường độ bê tông [MPa]

Nếu không thoả mãn phải tăng b, h, R_b sao cho Đk thoả mãn rồi tính toán tiếp

b. Tính toán cường độ của tiết diện nghiêng theo lực cắt Q:

- Sơ đồ U'S

Giả thiết nội lực trong các cốt thép là lực kéo dọc theo trục của nó.

TTGH:

- Tại đầu tiết diện nghiêng $\sigma_s = R_s$
 - Tại cuối tiết diện nghiêng $\sigma_s < R_s$
 - $R_{sw} = 0,8R_s \Rightarrow$ cho trong PL6
- Q, s, Z, Q_b, C, \dots

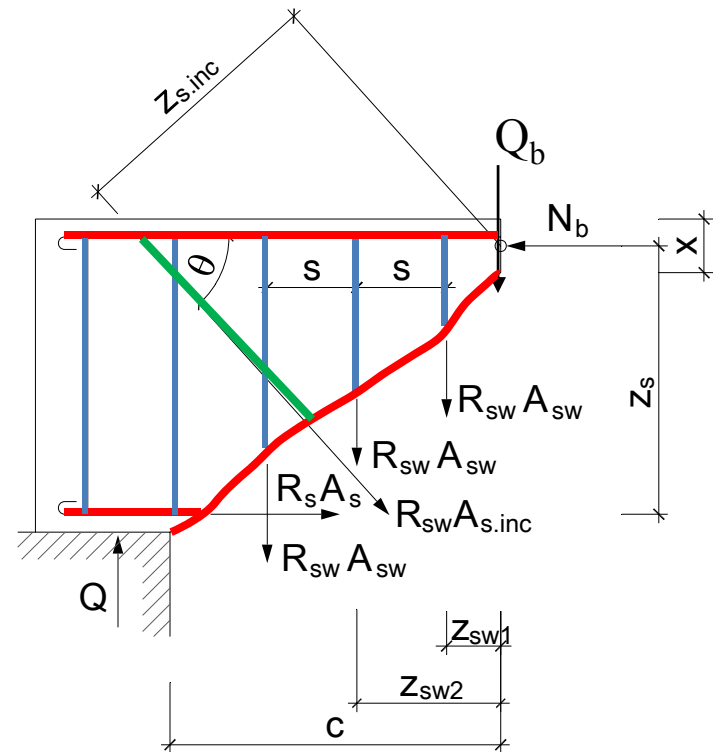
- Điều kiện cường độ:

$$\sum Z=0 \Rightarrow Q \leq Q_b + \sum R_{sw} A_{sw} + \sum R_{sw} A_{s,inc} \sin \theta \quad (2)$$

trong đó :

Q - Lực cắt tính toán ở về một phía của tiết diện nghiêng đang xét.

A_{sw} ; $A_{s,inc}$ – Diện tích tiết diện ngang của một lớp cốt đai và của một lớp cốt xiên.



Q_b - Khả năng chịu cắt của BT vùng nén, được xác định bằng công thức thực nghiệm :

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{C} \quad (3)$$

$\varphi_{b2} = 2,0$ với BT nặng; $=1,7$ với BT hạt nhỏ; $=1,9$ với BT tổ ong

φ_n - hệ số kể đến ảnh hưởng của lực dọc N (xem phần trên)

Điều kiện hạn chế của Q_b

$$Q_b \geq Q_{b,\min}$$

trong đó: $Q_{b,\min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0$ (4)

$\varphi_{b3} = 0,6$ với BT nặng; $=0,5$ với BT hạt nhỏ và BT tổ ong

- Trường hợp chỉ có cốt đai không cốt xiên:

(1) $\rightarrow Q \leq Q_b + \sum R_{sw}A_{sw}$ (5)

c. Trường hợp cầu kiện không có cốt đai chịu lực cắt:

$$Q \leq Q_{b,0} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{C} \quad (6)$$

$$Q_{b,\min} \leq Q_{b,0} \leq 2,5R_bbh_0$$

$\varphi_{b4} = 1,5$ với BT nặng; $=1,2$ với BT hạt nhỏ và BT tổ ong

R_{bt} : cường độ tính toán về kéo của BT

φ_n - hệ số kể đến ảnh hưởng của lực dọc N

$$+ \text{ Khi N nén: } \varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt}bh_0} \leq 0,5$$

$$+ \text{ Khi N kéo: } \varphi_n = -0,2 \frac{N}{R_{bt}bh_0} \leq 0,8$$

(Trong kết cấu BTCT ULT thì N là lực nén trước P)

Chú ý: trong mọi trường hợp: $1 + \varphi_n \leq 1,5$

C- Hình chiếu của tiết diện nghiêng trên phương trục cầu kiện và phải nhỏ hơn $C_{\max} = 2,5h_0$.

Nếu thỏa mãn điều kiện trên thì không phải tính cốt đai mà chỉ cần đặt cốt đai theo cầu tạo. Nếu không thỏa mãn thì phải tính cốt đai, cốt xiên.

3.2.3. Tính toán theo cường độ trên tiết diện nghiêng chịu lực cắt Q:

Trường hợp dầm đặt cốt đai (không đặt cốt xiên)

➤ Xác định bước đai s:

Cốt đai được đặc trưng bởi 4 yếu tố:

- Nhóm thép: CI, CII...
- Số nhánh đai: n
- Đường kính: d_{sw}

- Bước đai: s

Thường chọn trước nhóm thép, số nhánh và đường kính đai, sau đó xác định bước đai s. Bước đai đồng thời phải thoả mãn các yêu cầu:

+ Để đảm bảo cho bê tông giữa hai lớp cốt đai đủ khả năng chịu cắt:

$$s \leq S_{\max}$$

+ Để bê tông và cốt đai kết hợp chịu cắt tốt

$$s \leq S_{ct}$$

+ Để đảm bảo yêu cầu lực cắt Q:

$$s \leq S_{tt}$$



Bước đai thiết kế : $s = \min(s_{\max}, s_{ct}, s_{tt})$

a) **Xác định bước đai lớn nhất (s_{\max})**

$$s_{\max} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{Q}$$

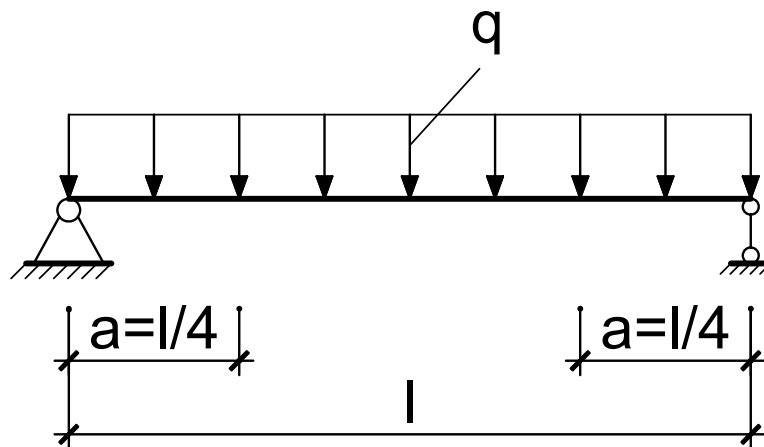
b) **Xác định bước đai cấu tạo (s_{ct})**

+ Đoạn đầu dầm $a=l/4$:

• Khi $h \leq 450$: $s_{ct} = \min(h/2, 150)$

• Khi $h > 450$: $s_{ct} = \min(h/3, 500)$

+ Trên phần dầm còn lại: $s_{ct} = \min(3h/4, 500)$



c) Xác định bước đai tính toán (s_{tt})

Trường hợp dầm chịu tải phân bố đều cốt đai đặt đều trên toàn dầm

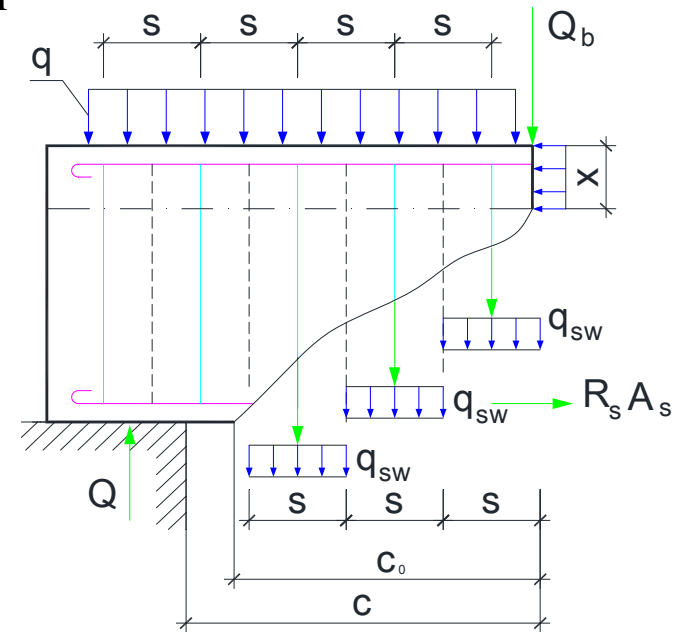
Gọi q là tổng tải trọng phân bố đều tác dụng lên cấu kiện

$$q = q_1 = g + \frac{p}{2}$$

+ Điều kiện cường độ trên tiết diện nghiêng C:

$$\begin{cases} Q_{\max} - q_1 C \leq Q_u = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{C} + q_{sw}C & (7) \\ \text{Đặt } \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2 = M_b \end{cases}$$

$$\Rightarrow Q_{\max} \leq Q_u = \frac{M_b}{C} + (q_{sw} + q_1)C \quad (8)$$



Khảo sát hàm Q_u kết hợp với kq TN được giá trị C_0 để $Q_{u(C=C_0)}$ có giá trị bé nhất

$$* q_1 \leq 0,56q_{sw} : C_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}}$$

$$* q_1 > 0,56q_{sw} : C_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw} + q_1}}$$

q_1 nhỏ, C_0 không phụ thuộc vào cốt đai.

$$Q_{\max} \leq Q_{u \min} = \frac{M_b}{C_0} + (q_{sw} + q_1)C_0$$

Đồng thời để không xảy ra phá hoại giòn, cần thoả mãn điều kiện:

$$q_{sw} \geq \frac{Q_{b\min}}{2h_0} = \frac{\varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0}{2h_0} \quad (9)$$

➤ Từ đó có thể thực hiện bài toán thiết kế cốt đai dưới dạng bài toán kiểm tra:

- Bố trí cốt đai thoả mãn các yêu cầu cấu tạo:

- Tính $q_{sw} = \frac{na_{sw}R_{sw}}{s}$ kiểm tra điều kiện trên; căn cứ tương quan giữa q_l với q_{sw} tính C_0 ; tính M_b

- Sau đó kiểm tra theo điều kiện cường độ $Q_{\max} \leq Q_{\min}$

Chú ý rằng với cách này có thể phải tính đi tính lại nhiều lần.

* Trong thiết kế, q_{sw} được xác định như sau:

- Khi: $Q_{\max} \leq \frac{Q_{b1}}{0,6}$ Với: $Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_l}$ $\Rightarrow q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{4M_b} \geq \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{2h_0}$ (10.1)

- Khi: $\frac{M_b}{h_0} + Q_{b1} > Q_{\max} > \frac{Q_{b1}}{0,6}$ $\Rightarrow q_{sw} = \frac{(Q_{\max} - Q_{b1})^2}{M_b} \geq \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{2h_0}$ (10.2)

- Khi: $Q_{\max} \geq \frac{M_b}{h_0} + Q_{b1}$ $\Rightarrow q_{sw} = \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{h_0}$ (10.3)

* *Chú ý*: Nếu tính được $q_{sw} < \frac{Q_{b\min}}{2h_0}$ không thoả mãn điều kiện chống phá hoại giòn, tính lại

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}}{2h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1 - \sqrt{\left(\frac{Q_{\max}}{2h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1\right)^2 - \left(\frac{Q_{\max}}{2h_0}\right)^2}$$

$$\Rightarrow s_{tt} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}}$$

Bài toán tính (thiết kế) cốt đai trong trường hợp tải trọng phân bố đều, cốt đai đặt đều:

Bước 1: + Xác định các tham số vật liệu:

$$\varphi_{b1}; \varphi_{b2}; \varphi_{b3}; \varphi_{b4}; R_b; R_{bt}; R_{sw}; E_s; E_b;$$

+ Chọn số nhánh đai (n), đường kính cốt đai (d_{sw}), tính $A_{sw} = na_{sw}$.

Bước 2: Tính $s_{\max} = \frac{1,5R_{bt}bh_0^2}{Q_{\max}}$

Bước 3: Xác định bước đai cấu tạo (s_{ct});

Bước 4: Kiểm tra điều kiện hạn chế :

+ Xác định h_0

+ Tính : Chọn $s = \min (s_{\max} ; s_{ct})$, $\mu_w = \frac{A_{sw}}{bs}$; $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3 \quad \varphi_{b1} = 1 - 0,01R_b$$

+ Kiểm tra điều kiện hạn chế : $Q_{\max} \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bbh_0$

Nếu không thoả mãn phải tăng b , h , R_b

Bước 5: Xác định bước đai tính toán(s_{tt}) theo trình tự:

Kiểm tra điều kiện tính toán: $Q \leq Q_{b.0} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n).R_{bt}b.h_0^2}{C}$

TH bất lợi nhất $C = 2h_0$; với cấu kiện chịu uốn thông thường $\varphi_n = 0$

được chế tạo từ bê tông nặng bê tông nặng $\varphi_{b4} = 1,5$;

$$\Rightarrow Q \leq Q_{b.0} = 0,75R_{bt}bh_0$$

$$\varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0 = Q_{b3} \leq Q_{b.0} \leq 2,5R_{bt}bh_0$$

- Nếu thoả mãn thì riêng bê tông đã đủ khả năng chịu cắt, đặt cốt đai theo cấu tạo: ($s=s_{ct}$)

- Nếu không thoả mãn thì phải tiến hành tính toán cốt đai:

$$M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2 \quad Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1} \quad Q_{b\min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0$$

- Với cấu kiện chịu uốn thông thường $\Rightarrow j_n = 0$
- Được chế tạo từ bê tông nặng $\Rightarrow \varphi_{b2} = 2; \varphi_{b3} = 0,6$
- Tiết diện CN hoặc chữ T có cánh trong vùng kéo $\Rightarrow \varphi_f = 0$

$$\Rightarrow M_b = 2R_{bt}bh_0^2 \quad Q_{b\min} = 0,6R_{bt}bh_0$$

+ Xác định bước đai cho toàn dầm (s):

- Tùy thuộc từng trường hợp tính q_{sw} theo **(10.1)** hay **(10.2)** hay **(10.3)**.

$$\Rightarrow s_{tt} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{q_{sw}}$$

Trong trường hợp tổng quát thì:

$$\Rightarrow q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2}{4M_b}$$

Bước 6: Xác định bước đai thiết kế (s):

$$s = \min(s_{tt}; s_{\max}; s_{ct}), \text{ chú ý làm tròn cm.}$$

Chương 4

Cấu kiện chịu nén và chịu kéo

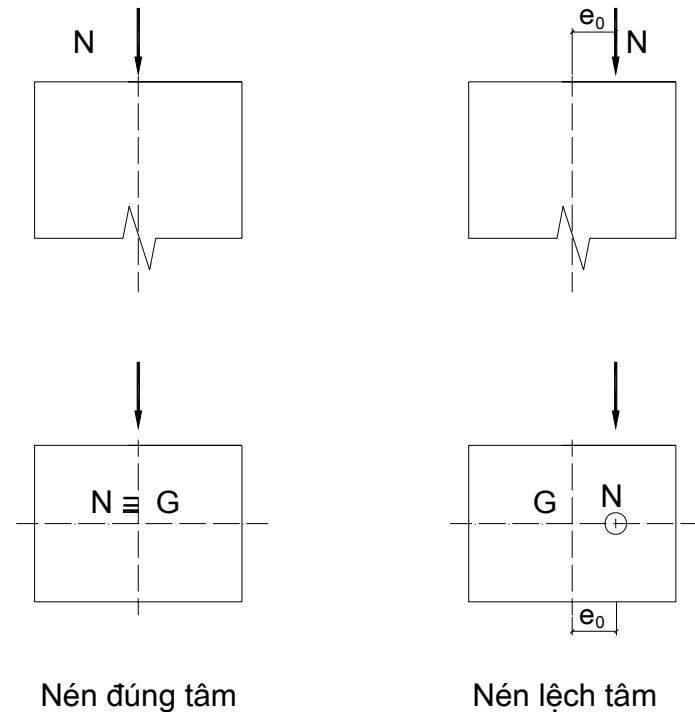
§1. Khái niệm chung cấu kiện chịu nén

1. Khái niệm.

G – Trọng tâm tiết diện

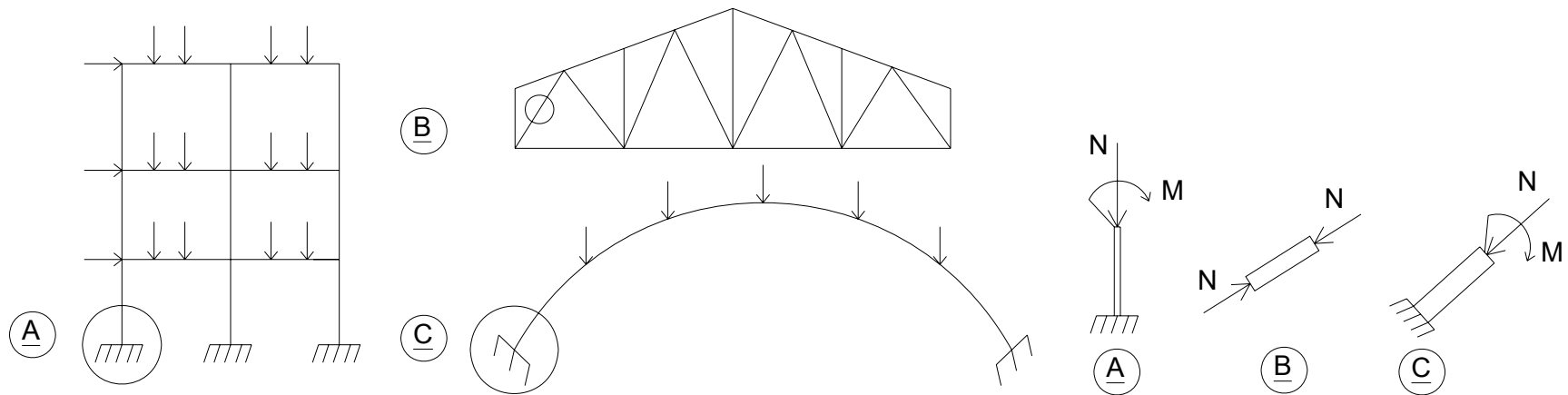
$N \equiv G$: Cấu kiện chịu nén đúng tâm

$N \neq G$: Cấu kiện chịu nén lệch tâm



Nén đúng tâm chỉ là trường hợp lý tưởng vì trong thực tế khó tránh khỏi sự lệch tâm ngẫu nhiên của lực dọc.

Các cấu kiện chịu nén thường gặp là các cột của khung, các thanh nén của dàn, thân vòm...

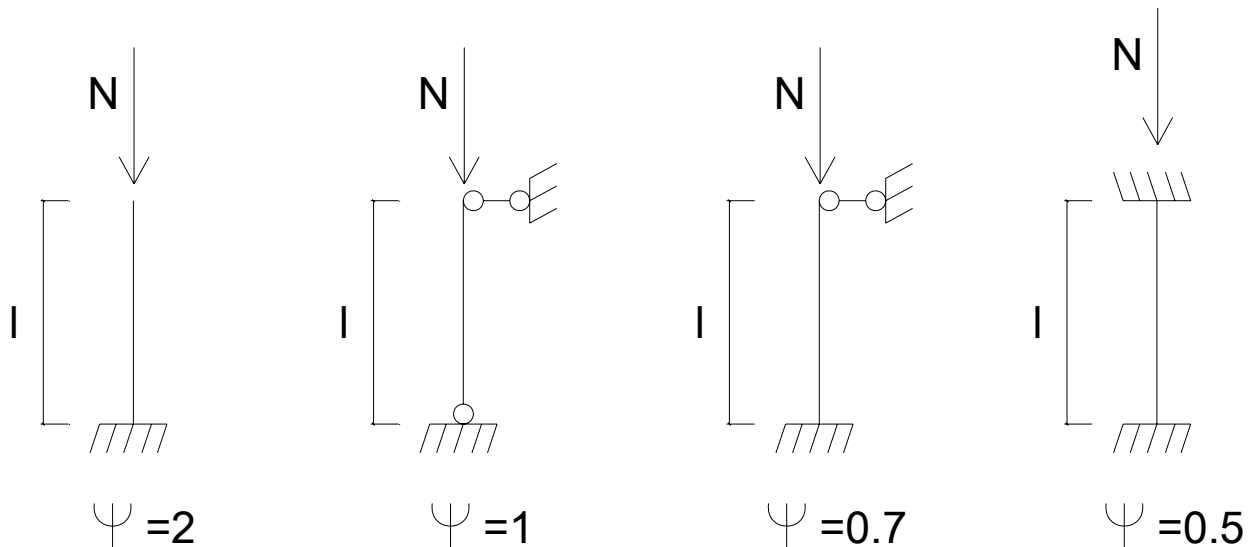


2. Cấu tạo chung:

2.1. Chiều dài tính toán:

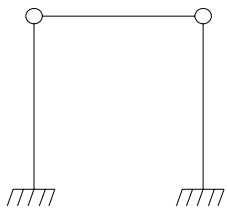
- Chiều dài thực của cầu kiện (l): là khoảng cách giữa hai liên kết cạnh nhau hoặc khoảng cách từ nút tự do đến liên kết gần nhất.

- Chiều dài tính toán ($l_0 = \Psi l$)

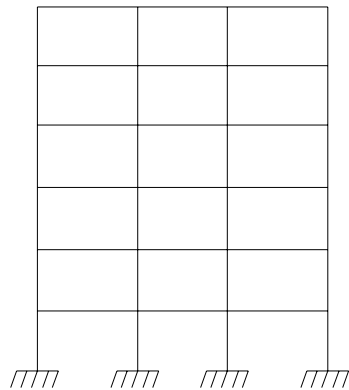


- Với các liên kết thực tế: cần phân tích sơ đồ biến dạng để xác định Ψ .

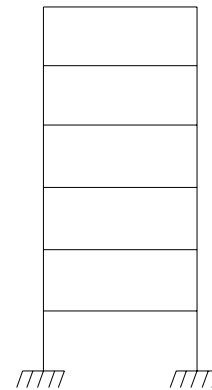
Ví dụ:



$$\Psi = 1,5$$



n (số nhịp) ≥ 2 :
+ Sàn toàn khối: $\Psi = 0,7$
+ Sàn lắp ghép: $\Psi = 1$

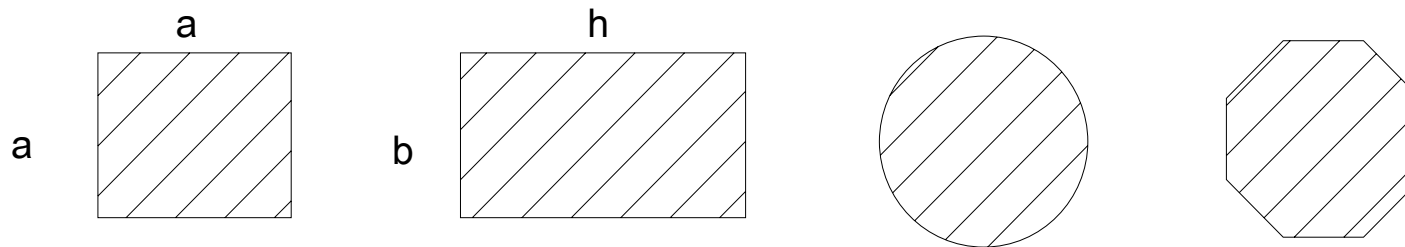


$n = 1$:
+ Sàn toàn khối: $\Psi = 1$
+ Sàn lắp ghép
. Tầng 1: $\Psi = 1,2$;
. Các tầng trên: $\Psi = 1,5$

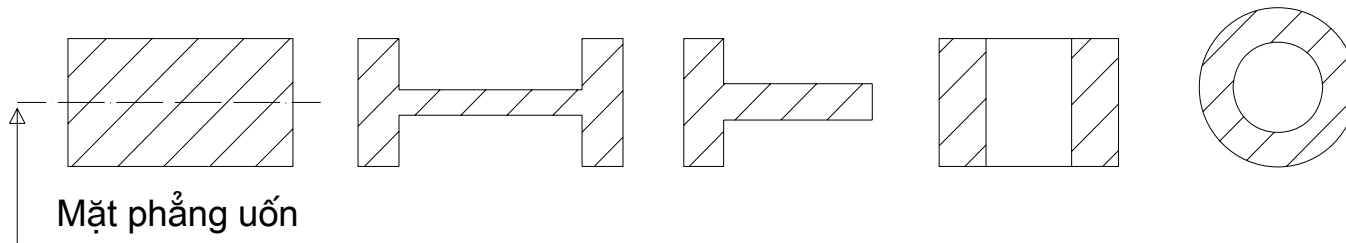
2.2. Tiết diện:

* Các loại tiết diện thường dùng:

- Cấu kiện chịu nén đúng tâm:



- Cấu kiện chịu nén lệch tâm:



* Sơ bộ chọn kích thước tiết diện:

- Theo điều kiện cường độ:

$$A = K \frac{N}{R_b} \quad K = \begin{cases} 0,9 \div 1,1 & \text{- Nén đúng tâm} \\ 1,2 \div 1,5 & \text{- Nén lệch tâm} \end{cases}$$

- Theo điều kiện ổn định:

+ Cấu kiện có tiết diện bất kỳ:

$$\lambda = \frac{l_0}{r_{\min}} \leq \lambda_0 = \begin{cases} 120 & \text{- Đối với cột nhà} \\ 200 & \text{- Với các cấu kiện chịu nén khác} \end{cases}$$

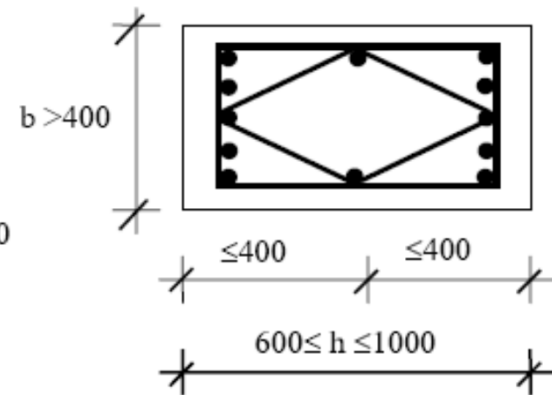
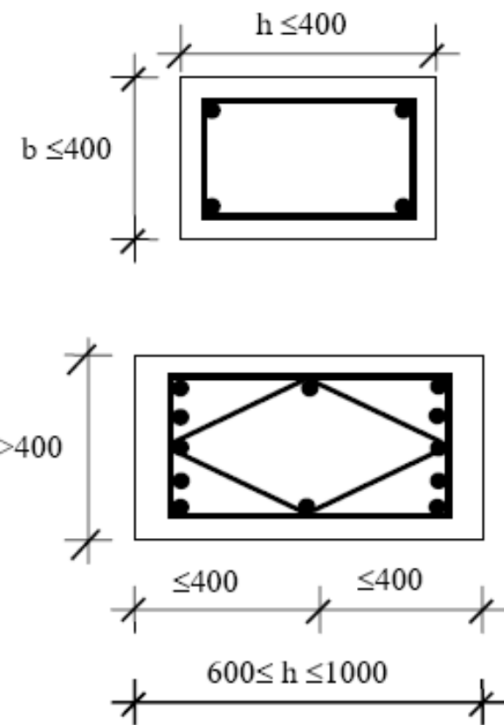
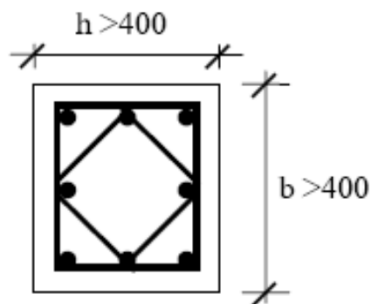
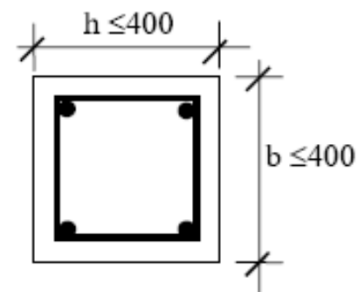
+ Cấu kiện có tiết diện chữ nhật :

$$\lambda_b = \frac{l_0}{b} \leq \lambda_{0b} = \begin{cases} 31 & \text{- Đối với cột nhà} \\ 52 & \text{- Với các cấu kiện chịu nén khác} \end{cases}$$

2.3. Cấu tạo cốt thép:

Quy định về bố trí cốt thép:

- 1- Cốt dọc chịu lực;
- 2- Cốt đai chính;
- 3- Cốt đai phụ;
- 4- Cốt dọc cấu tạo.



- Yêu cầu:

+ Cốt đai phải bao quanh toàn bộ cốt dọc

+ Cách một cốt dọc phải có một cốt dọc nằm ở góc đai. Chỉ khi $b \leq 400$, đồng thời trên b có ít hơn 5 thanh thép cho phép không dùng đai phụ đối với các cốt dọc trên b .

□ Cốt dọc chịu lực:

$\Phi = 12 \div 40mm; b > 20cm$ Nên dùng $\Phi \geq 16mm$

- Trong cấu kiện chịu nén lệch tâm:

A'_s - Đặt trên cạnh chịu nén nhiều

A_s - Đặt trên cạnh chịu kéo hoặc chịu nén ít (cạnh đối diện)

$A_s = A'_s$ - Đặt thép đối xứng. Đặt thép đối xứng khi:

+ Mô men theo hai chiều xấp xỉ nhau: ($M^{(+)} \approx M^{(-)}$)

+ Cấu kiện lắp ghép có hình dạng đối xứng.

$$\mu\% = \frac{100A_s}{A_b} \quad \mu'\% = \frac{100A'_s}{A_b}$$

A_b - Diện tích làm việc của tiết diện. Chữ nhật và chữ T: $A_b = b \cdot h_0$

Yêu cầu: $\mu \geq \mu_{\min}; \mu' \geq \mu_{\min}$

$$\mu_t = \mu + \mu' \leq \mu_{\max} = \begin{cases} 3\% \text{ Khi cần tiết kiệm thép} \\ 6\% \text{ Đảm bảo kết hợp làm việc giữa BT và CT} \end{cases}$$

Thông thường: $\mu_t = 0,5 \div 1,5\%$

$$\mu_{\min} \in \lambda$$

$\lambda = \frac{l_0}{r}; \lambda_h = \frac{l_0}{h}$	< 17 < 5	$17 \div 35$ $5 \div 10$	$35 \div 83$ $10 \div 24$	> 83 > 24
$\mu_{\min} (\%)$	0,05	0,1	0,2	0,25

- Trong cấu kiện chịu nén đúng tâm:

$$\mu_t \% = \frac{100 A_{st}}{A}; \mu_0 = 2 \mu_{\min}$$

$$\mu_0 \leq \mu_t \leq \mu_{\max} = 3 \div 6\%$$

Thông thường: $\mu_t = 0,8 \div 1,5\%$

□ Cốt đai

- + Giữ ổn định cho cốt dọc chịu nén.
- + Giữ vị trí cho các thanh cốt dọc khi đổ bê tông.
- + Tăng cường khả năng chịu nén và chịu cắt cho cấu kiện.

Cấu tạo

Trong khung cốt buộc:

+ Nhóm thép: Thường sử dụng nhóm CI; CII.

+ Đường kính đai: $\Phi_d \geq \max\left(\frac{1}{4}\Phi_{max}; 5mm\right)$

+ Bước đai:

Trong đoạn nối chồng cốt dọc: $a = 10d_{min}$

Ngoài đoạn nối chồng: $a \leq \min(Kd_{man}, a_0)$

- Khi $R_{sc} \leq 400$ Mpa lấy $K=15$ và $a_0 = 500$ mm

- Khi $R_{sc} > 400$ Mpa lấy $K=12$ và $a_0 = 400$ mm

- Khi $\mu' > 1,5\%$ hoặc khi toàn bộ tiết diện chịu nén và $\mu_t > 3\%$ $K = 10$; $a = 300$,
đồng thời mọi cốt dọc đều phải nằm ở góc đai.

§2. Cấu kiện chịu nén đúng tâm:

1. Sự làm việc của cấu kiện:

Để kể đến ảnh hưởng của λ đối với khả năng chịu lực của cấu kiện, người ta đưa vào tính toán hệ số $\varphi \leq 1$

φ - Hệ số kể đến ảnh hưởng của uốn dọc trong cấu kiện chịu nén đúng tâm (Gọi tắt là hệ số uốn dọc).

$$\text{Khi: } \left. \begin{array}{l} \lambda = \frac{l_o}{r_{\min}} \leq 28 \\ \lambda_b = \frac{l_o}{b} \leq 8 \end{array} \right\} \varphi = 1$$

$$\text{Khi: } \left. \begin{array}{l} 28 < \lambda \leq 120 \\ 8 < \lambda_b \leq 52 \end{array} \right\} \varphi = 1,028 - 0,0000288\lambda^2 - 0,0016\lambda$$

2. Phân loại (3 loại):

- Cầu kiện dùm cốt dọc mềm, cốt đai thường (phổ biến);
- Cầu kiện dùm cốt dọc mềm, cốt đai lò xo (khi N lớn);
- Cầu kiện dùm cốt cứng (Thép hình)

3. Tính toán cầu kiện dùm cốt dọc mềm, cốt đai thường:

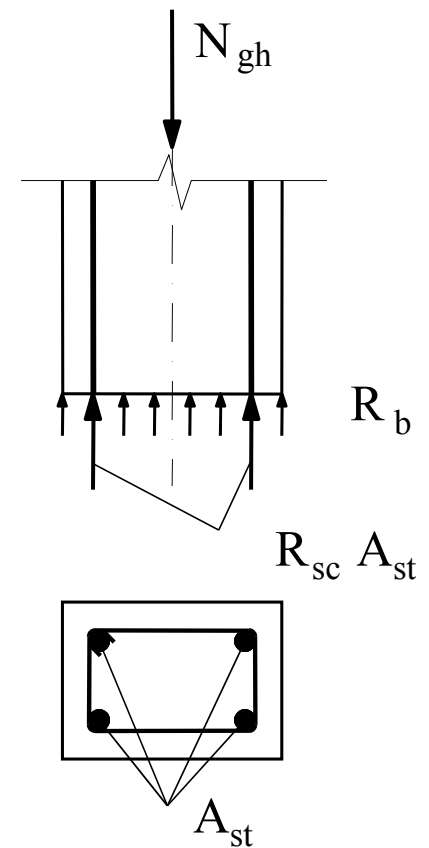
a. Sơ đồ ứng suất (hình vẽ):

b. Các công thức cơ bản:

$$\sum Z = 0 \Rightarrow N_{gh} = \varphi(R_b A_b + R_{sc} A_{st})$$

➤ Điều kiện cường độ: $N \leq N_{gh}$

$$N \leq \varphi(R_b A_b + R_{sc} A_{st})$$



$$N \leq N_{gh} = \varphi(R_b A_b + R_{sc} A_{st})$$

Trong đó:

N – Nội lực do tải trọng tính toán gây ra

N_{gh} - Khả năng chịu nén của tiết diện ở TTGH

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

R_b – Cường độ tính toán chịu nén của bê tông

$$R_b = R_{bgóc} \gamma_{bi}$$

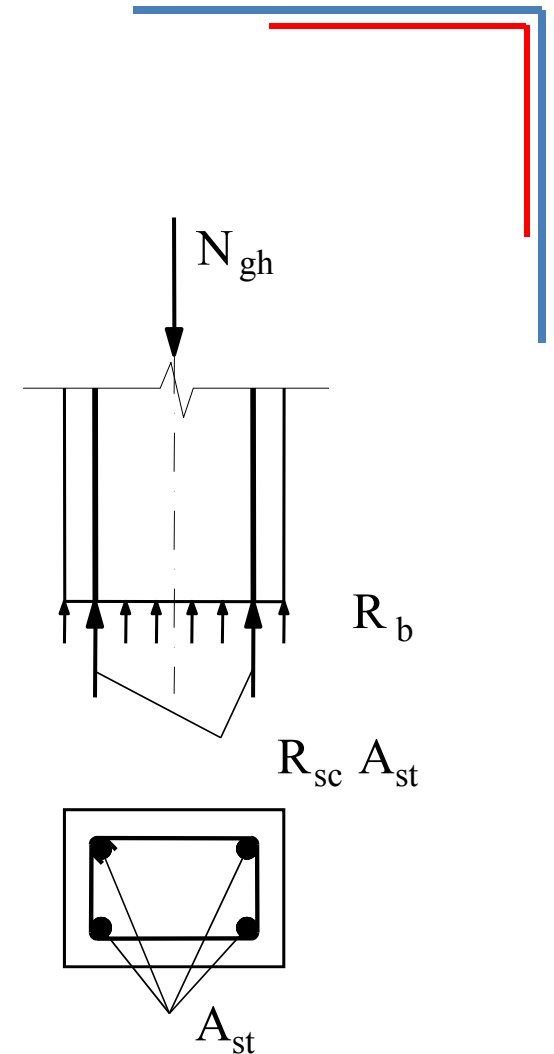
(γ_{bi} Hệ số điều kiện làm việc của bê tông - PL4).

A_{st} - Diện tích tiết diện cốt thép dọc

A_b - Diện tích tiết diện phần bê tông

$$\mu_t \leq 3\% \quad \text{lấy } A_b = A$$

$$\mu_t > 3\% \quad \text{lấy } A_b = A - A_{st}$$



c. Tính toán tiết diện (3 loại bài toán):

* **Bài toán 1:** Biết: kích thước tiết diện, mác bê tông (R_b), nhóm thép (R_{sc}); N
Yêu cầu: Tính A_{st} ?

Giải:

- Bước 1: Xác định các tham số của vật liệu và γ_{bi}

Từ mác bê tông, nhóm thép, tra các PL có: R_b, R_{sc}, γ_{bi}

- Bước 2: Xác định φ :

Xác định $l_0 \rightarrow \lambda \rightarrow \varphi$

- Bước 3: Tính A_{st}

$$\text{Coi } A_b = A, \text{ tính } A_{st}: A_{st} = \frac{\frac{N}{\varphi} - R_b A}{R_{sc}}$$

Tính: $\mu_t = \frac{A_{st}}{A} 100\%$ (Đặt $\mu_0 = 2\mu_{\min}$) *Nếu:*

- $\mu_0 \leq \mu_t \% \leq 3\% \Rightarrow$ Sử dụng kết quả trên
- $\mu_t \% < \mu_0 \Rightarrow$ $\left\{ \begin{array}{l} - \text{Hoặc giảm kích thước tiết diện} \\ - \text{Hoặc giảm mác vật liệu} \\ - \text{Hoặc lấy } A_{st} \geq \mu_0 A \end{array} \right.$
- $\mu_t > 3\% \Rightarrow$ Tính lại A_{st} theo $A_b = A - A_{st}$
- $\mu_t > \mu_{\max} \Rightarrow$ Tiết diện bé. Cần tăng kích thước tiết diện hoặc mác vật liệu rồi tính lại.

- Bước 4: Chọn và bố trí cốt thép.

- * **Bài toán 2:** Biết: N , vật liệu
Yêu cầu: Xác định kích thước tiết diện và A_{st}

Giải:

- Bước 1: Xác định các tham số vật liệu: R_b, R_{sc}
- Bước 2: Sơ bộ chọn kích thước tiết diện:

Cách 1: $A = K \frac{N}{R_b}$ (với $k = 0,9 \div 1,1$)

Cách 2: Giả thiết $\varphi = 0,8 \div 1$

$$\mu_t = 0,8 \div 1,5\% \Rightarrow A_{st} = \mu_t A$$

Xác định A: Từ điều kiện cường độ: $N \leq \varphi(R_b A_b + R_{sc} A_{st})$

Coi $A_b = A \Rightarrow N \leq \varphi(R_b A + R_{sc} \mu_t A) \Leftrightarrow N \leq \varphi A (R_b + R_{sc} \mu_t)$

$$\Rightarrow A \geq \frac{N}{\varphi(R_b + R_{sc} \mu_t)}$$

Từ A, căn cứ yêu cầu cấu tạo, căn cứ điều kiện ổn định chọn b x h.

- Bước 3: Tính φ
 - Bước 4: Tính A_{st}
 - Bước 5: Chọn và bố trí cốt thép
- } Giống bài toán 1

- * **Bài toán 3:** Biết kích thước tiết diện; A_{st} , l_0 , vật liệu.
Yêu cầu: Tính (hoặc kiểm tra) khả năng chịu lực của cầu kiện.

Giải:

- Bước 1: Xác định các tham số vật liệu và điều kiện làm việc R_b ; R_{sc} ; γ_{bi}

- Bước 2: Tính φ

Từ l_0 ; $b \rightarrow \lambda = \frac{l_0}{b} \rightarrow \varphi$

- Bước 3: Tính N_{gh}

• Tính $\mu_t = \frac{100A_{st}}{A} \%$

$$\mu_t \leq 3\% \Rightarrow A_b = A$$

$$\mu_t > \mu_{max} \Rightarrow A_b = A - A_{st}$$

• Tính $N_{gh} = \varphi(R_b A_b + R_{sc} A_{st})$

(Nếu là bài toán kiểm tra khả năng chịu lực thì so sánh N_{gh} với N để kết luận).

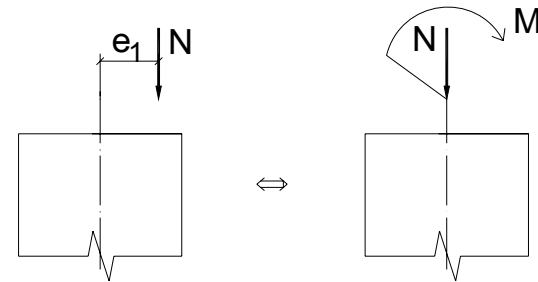
§3. Cấu kiện chịu nén lệch tâm:

1. Sự làm việc của cấu kiện chịu nén lệch tâm:

a. Độ lệch tâm của lực dọc:

- Độ lệch tâm tĩnh học (e_1)

$$e_1 = \frac{M}{N} - \text{Độ lệch tâm tĩnh học của lực dọc.}$$



- Độ lệch tâm ngẫu nhiên (e_a)

- Do thi công không chính xác
- Do bê tông không đồng nhất
- Do cốt thép không đối xứng

Trọng tâm tiết diện bị sai lệch \Rightarrow Khoảng cách từ vị trí đặt lực đến trọng tâm tiết diện bị sai lệch.

Để kể đến ảnh hưởng trên, trong tính toán đưa vào độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a

$$e_a = \max\left(\frac{1}{600}l; \frac{1}{30}h\right) \quad (l \text{ và } h - \text{chiều dài cấu kiện và chiều cao tiết diện})$$

- Độ lệch tâm ban đầu (e_0)

- Trong kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max(e_1, e_a)$

- Trong kết cấu tĩnh định: $e_0 = e_1 + e_a$

b. Ảnh hưởng của uốn dọc:

N đặt lệch tâm e_0 $M = N \cdot e_0 \rightarrow f$

Độ lệch tâm ban đầu $e_0 \rightarrow \eta e_0$.

Trong đó: $\eta \geq 1$ gọi là hệ số kể đến ảnh hưởng của uốn dọc trong cấu kiện chịu nén lệch tâm.

Theo kết quả tính toán về ổn định, ta có:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \frac{6,4}{l_0^2} \left(\frac{S}{\varphi_l} E_b I + E_s I_s \right)$$

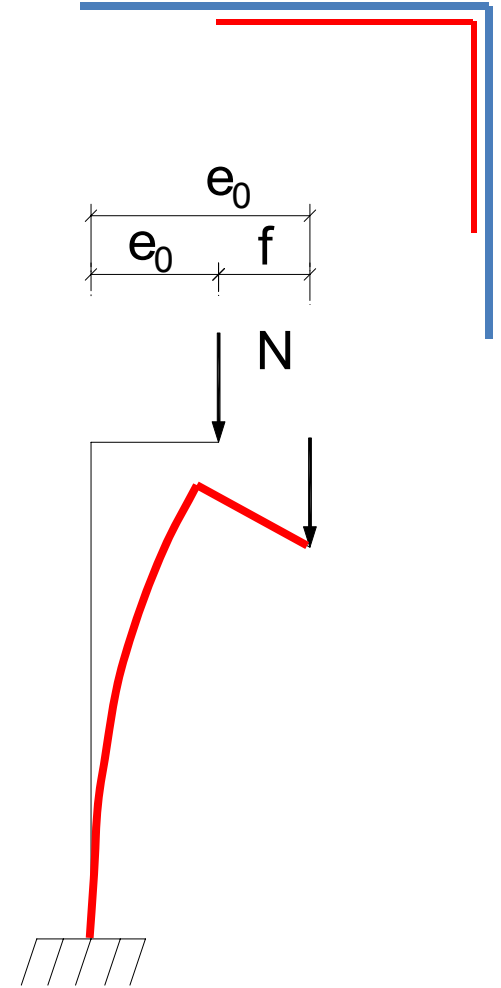
Chú ý:

Cho phép bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc (lấy $\eta = 1$) khi:

$$\frac{l_0}{r} \leq 28 \quad - \text{Với tiết diện bất kỳ}$$

$$\frac{l_0}{h} \leq 8 \quad - \text{Với tiết diện chữ nhật}$$

r, h – Bán kính quán tính và cạnh tiết diện theo phương mặt phẳng uốn.

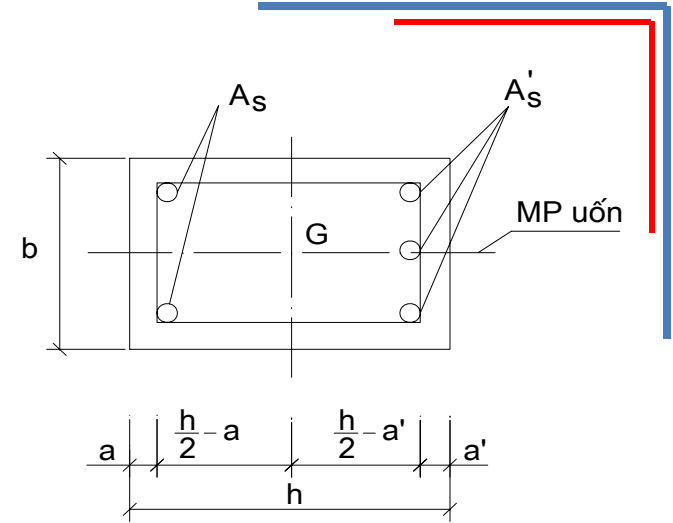


$$I = \frac{bh^3}{12} \quad I_s = (A_s + A'_s) \left(\frac{h}{2} - a \right)^2$$

+ S - Hệ số kể đến ảnh hưởng của độ lệch tâm, được xác định theo công thức thực nghiệm:

$$S = \frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1 \quad \text{Trong đó: } \delta_e = \max \left(\frac{e_0}{h}; \delta_{\min} \right)$$

$$\delta_{\min} = 0,5 - 0,01 \left(\frac{l_0}{h} + R_b \right)$$



+ φ_p - Hệ số xét đến ảnh hưởng của cốt thép căng ứng lực trước.
Với BTCT thường: $\varphi_p = 1$.

+ $\varphi_l \geq 1$ - Hệ số xét đến ảnh hưởng của tải trọng tác dụng dài hạn:

$$1 \leq \varphi_l = 1 + \beta \frac{M_l + N_l y}{M + N y} \leq 1 + \beta$$

+ y - Khoảng cách từ trọng tâm hình học của tiết diện đến mép chịu kéo (hoặc nén ít).

Với tiết diện chữ nhật:

$$y = \frac{h}{2}$$

+ β - Hệ số phụ thuộc loại bê tông:

Với bê tông nặng $\beta = 1$

Với các loại bê tông khác, β được cho trong bảng 29 TCXDVN 356-2005.

+ M_l, N_l - Nội lực do tải trọng tác dụng dài hạn. Khi M_l và M trái dấu thì M_l lấy dấu (-).

c. Hai trường hợp lệch tâm:

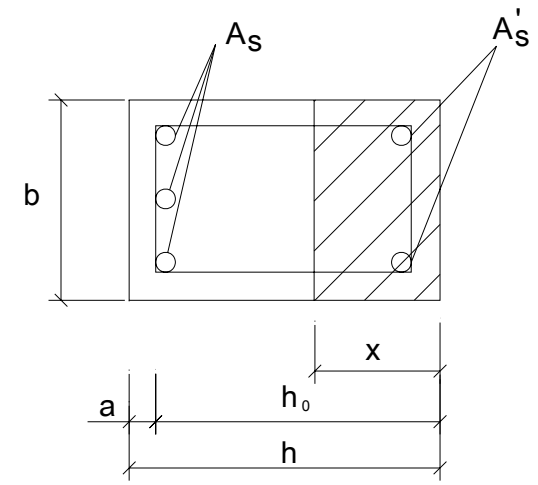
Căn cứ chiều cao vùng nén x , phân ra hai trường hợp lệch tâm:

➤ **Lệch tâm lớn: $x \leq \xi_R h_0$**

ξ_R và h_0 được định nghĩa như trong cấu kiện chịu uốn.

Đặc điểm:

- Trên tiết diện ngang của cấu kiện có hai vùng kéo, nén rõ rệt.
- Nếu ta đặt cốt thép hợp lý thì $\sigma_s = R_s$. Sự phá hoại thường xảy ra từ vùng kéo (phá hoại dẻo giống cấu kiện chịu uốn).



➤ **Lệch tâm bé: $x > \xi_R h_0$**

Đặc điểm: Tùy thuộc độ lệch tâm và sự bố trí cốt thép trên tiết diện mà có thể:

- Hoặc toàn bộ tiết diện chịu nén;
- Hoặc có một vùng chịu kéo nhỏ.

(A_s có thể chịu nén hoặc chịu kéo và $\sigma_s \ll R_s$. Sự phá hoại bắt đầu từ mép bê tông chịu nén nhiều)

Chú ý: Trường hợp chưa đủ số liệu xác định chiều cao vùng nén x, căn cứ độ lệch tâm phân giới e_p để xác định hai trường hợp lệch tâm:

$$e_p = 0,4(1,25h - \xi_R h_0)$$

- Lệch tâm lớn: $\eta e_0 \geq e_p$
- Lệch tâm bé: $\eta e_0 < e_p$

2. Tính toán cấu kiện chịu nén lệch tâm có tiết diện chữ nhật:

a. Trường hợp lệch tâm lớn:

• Sơ đồ ứng suất:

Ở TTGH: $\sigma_s = R_s$; $\sigma_b = R_b$; $\sigma_{sc} = R_{sc}$

Giả thiết:

- Coi ứng suất pháp vùng nén của bê tông có dạng chữ nhật,
- Bỏ qua sự làm việc của bê tông vùng kéo

Đặt:

$$e = \eta e_0 + \frac{h}{2} - a$$

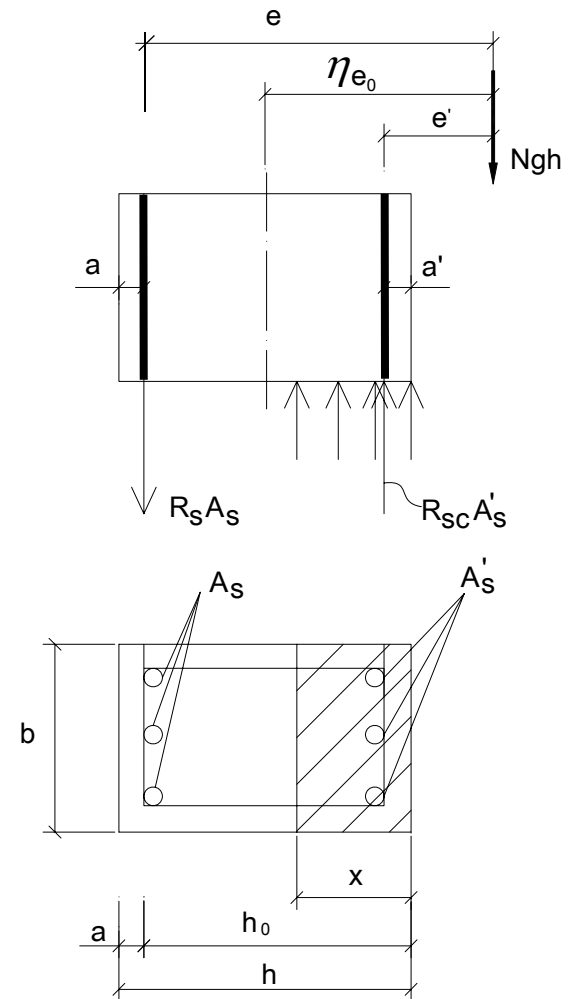
$$e' = e_0 - h_0 + a' \quad \text{hoặc} \quad e' = \eta e_0 - \frac{h}{2} + a'$$

• Các công thức cơ bản:

$$\Sigma Z = 0 \Rightarrow N_{gh} = R_b b x + R_{sc} A'_s \pm R_s A_s \quad (1)$$

Điều kiện cường độ:

$$\Sigma M / A_s = 0 \Rightarrow Ne \leq N_{gh} e = R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (2)$$



$$\text{Đặt: } \xi = \frac{x}{h_0}; \alpha_m = \xi(1 - \frac{\xi}{2})$$

$$(1) \Rightarrow N_{gh} = \xi R_b b h_0 + R_{sc} A'_s - R_s A_s \quad (3)$$

$$(2) \Rightarrow Ne \leq N_{gh} e = \alpha_m R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (4)$$

• Điều kiện hạn chế:

- Điều kiện không xảy ra phá hoại giòn:

$$x \leq x_{\max} = \xi_R h_0 \text{ hay } \xi \leq \xi_R; \alpha_m \leq \alpha_R$$

- Điều kiện dẽ: $\sigma_{sc} = R_{sc}; x \geq 2a'$

Nếu $x \leq 2a'$. Thiên về an toàn, coi $x = 2a'$.

$$\Sigma M / A'_s = 0 \Rightarrow \text{Điều kiện cường độ: } Ne' \leq N_{gh} e' = R_s A_s (h_0 - a')$$

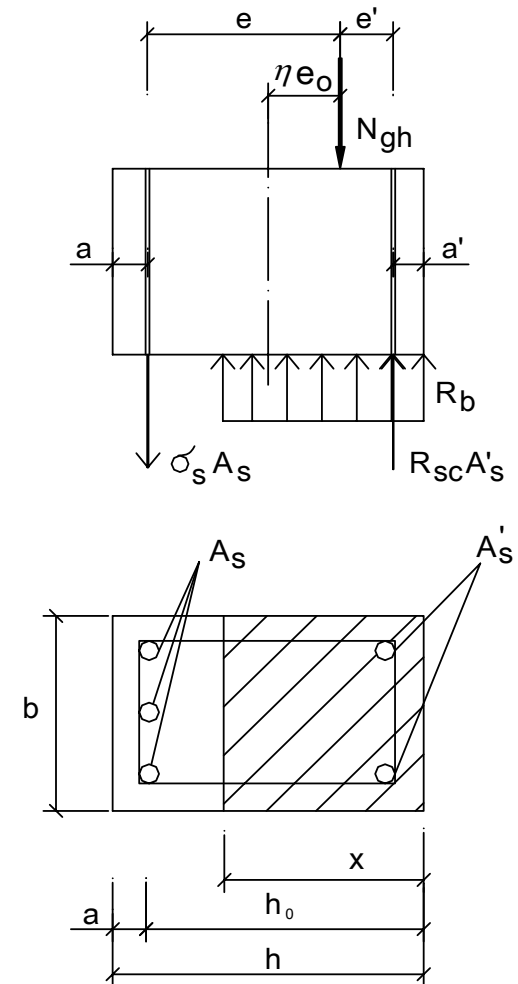
b. Trường hợp lệch tâm bé:

• Sơ đồ tính:

TTGH: $\sigma_b = R_b \quad \sigma_{sc} = R_{sc} \quad \sigma_s < R_s$

Giả thiết:

- Coi ứng suất pháp vùng nén của bê tông có dạng chữ nhật,
- Bỏ qua sự làm việc của bê tông vùng kéo



• Các công thức cơ bản:

$$\sum Z=0 \Rightarrow N = N_{gh} = R_b b x + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s \quad (5)$$

=> Điều kiện cường độ:

$$\sum M/A_s=0 \Rightarrow N e \leq N_{gh} e = R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (6)$$

trong đó:

σ_s - cường độ chịu kéo của cốt thép, được xác định bằng công thức thực nghiệm:

- Bê tông \leq B30 ; cốt thép $R_s \leq 365\text{Mpa}$:

$$\sigma_s = \left(\frac{2 - \frac{2x}{h_0}}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s$$

- Bê tông $>$ B30 và cốt thép $R_s > 365\text{Mpa}$

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right) \quad \text{Trong đó:} \quad \xi_i = \frac{x}{h_{0i}}$$

trong đó:

- $\omega = 0.85 - 0.008R_b$

- $\sigma_{sc,u}$ – us giới hạn của cốt thép trong vùng BT chịu nén;

- $\sigma_{sc,u} = 500\text{MPa}$ đối với P thường xuyên, dài hạn và ngắn hạn
= 400MPa với P ngắn hạn và đặc biệt.

• **Điều kiện hạn chế:** $\xi_R h_o < x \leq h$

c. Tính toán tiết diện:

Những điểm cần đặc biệt chú ý:

- Chiều M để xác định vị trí đặt cốt thép A_s và A'_s
- $R_b = \gamma_{bi} R_{b(\text{góc})}$.

Bài toán 1 (Tính thép đối xứng):

Biết $b \cdot h$, l_0 , vật liệu , M và N

Yêu cầu: Tính thép đối xứng $A_s = A'_s$

Giải:

- Bước 1: Xác định các tham số của vật liệu R_b , R_s , R_{sc} , ξ_R , α_R , γ_{bi}

- Bước 2: Giả thiết $a = a' \rightarrow h_0 = h - a$.

Tính các loại độ lệch tâm: $e_1 = \frac{M}{N}$; e_a ; $e_0 = e_1 + e_a$

Bước 3: Tính e

$$\frac{l_0}{h} \leq 8 \rightarrow \eta = 1$$

$$\frac{l_0}{h} > 8 \rightarrow \text{Tính } \eta \text{ (SGK)}$$

$$\Rightarrow e = \eta e_0 + \frac{h}{2} - a.$$

- Bước 4: Tính $A_s = A'_s$

* Trường hợp dùng thép $R_s \neq R_{sc}$ (SGK)

* Trường hợp $R_s = R_{sc}$

- Cho rằng: $2a' \leq x \leq \xi_R h_o$

$$\text{Từ } N = R_b b x + R_{sc} A'_s - R_s A_s \rightarrow x = \frac{N}{R_b b}$$

➤ Trường hợp: $2a' \leq x \leq \xi_R h_o \rightarrow$ **Lệch tâm lớn**

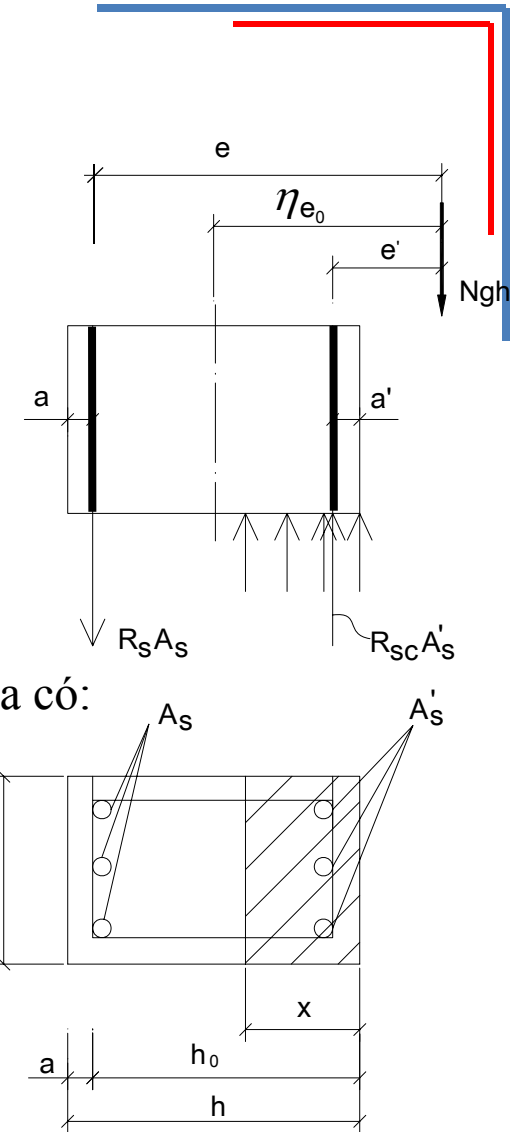
Từ $Ne \leq R_b b x (h_o - \frac{x}{2}) + R_{sc} A'_s (h_o - a')$ với chú ý là $N = R_b b x$, ta có:

$$A_s = A'_s = \frac{N \left(e + \frac{x}{2} - h_o \right)}{R_{sc} (h_o - a')}$$

➤ Trường hợp $x < 2a'$

$$\text{Tính: } e' = \eta e_o - \frac{h}{2} + a'$$

$$\text{Từ: } Ne' \leq R_s A_s (h_o - a') \Rightarrow A'_s = A_s = \frac{Ne'}{R_s (h_o - a')}$$



► **Trường hợp:** $x > \xi_R h_0 \rightarrow$ **Lệch tâm bé**

Tính đúng dần:

- Sử dụng công thức $A'_s = \frac{N \left(e + \frac{x}{2} - h_0 \right)}{R_{sc} (h_0 - a')}$ để tính gần đúng A'_s và đặt là A^*_s với $x_1 = \frac{N}{R_b b}$

$$\Rightarrow A^*_s = \frac{N \left(e + \frac{x_1}{2} - h_0 \right)}{R_{sc} (h_0 - a')}$$

- Từ
$$\begin{cases} N = N_{gh} = R_b b x + R_{sc} A^*_s - \sigma_s A^*_s \\ \sigma_s = \left(\frac{2 - \frac{2x}{h_0}}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s \end{cases} \Rightarrow x = \frac{\left[N + 2R_s A^*_s \left(\frac{1}{1 - \xi_R} - 1 \right) \right] h_0}{R_b b h_0 + \frac{2R_s A^*_s}{1 - \xi_R}}$$

- Sử dụng x_1 để tính $A_s = A'_s$

$$A_s = A'_s = \frac{N e - R_b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)}{R_{sc} (h_0 - a')}$$

Bước 5: Xử lý kết quả: - Tính $\mu = \frac{100 A_s}{bh_o}$

Yêu cầu: $\mu_{\min} \leq \mu \leq \mu_{\max}$

■ Trường hợp: $\mu \leq \mu_{\min}$ (cả khi $A_s < 0$) → **tiết diện lớn**.

- Hoặc giảm kích thước tiết diện
 - Hoặc giảm mức vật liệu
- } Tính lại
- Hoặc chọn $A_s = A'_s \geq \mu_{\min} bh_0$ Để bố trí

■ Trường hợp: $\mu \geq \mu_{\max}$ → **tiết diện bé**.

- Hoặc tăng kích thước tiết diện
 - Hoặc tăng mức vật liệu
- } Tính lại

Bước 6: Chọn và bố trí cốt thép cho tiết diện:

- Căn cứ yêu cầu cấu tạo,
 - Căn cứ kết quả tính toán
- } Chọn và bố trí cốt thép

- Tính $a = \frac{\sum A_{si} a_i}{\sum A_{si}}$ Kiểm tra $a \sim a_{gt}$. Nếu sai khác nhiều thì giả thiết và tính lại.

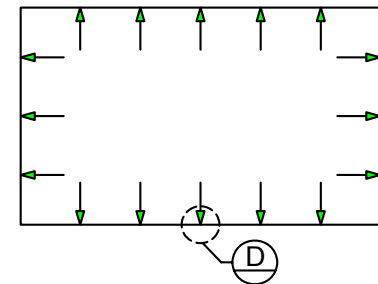
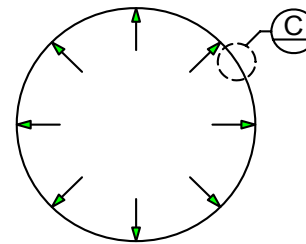
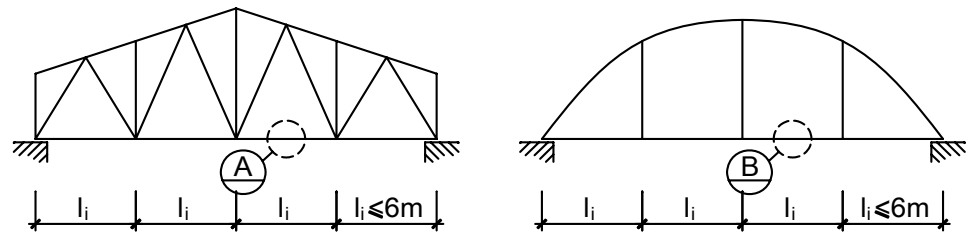
VD: Tính toán cốt thép A_S và A_S' đối xứng cho cột chịu nén lệch tâm, tiết diện chữ nhật, có kích thước: $b \times h = 30 \times 50 \text{ cm}$ (h là cạnh theo phương mặt phẳng uốn). Chiều dài tính toán của cột $L_0 = 4,0 \text{ m}$. Vật liệu sử dụng: bê tông B15, cốt thép nhóm CII. Nội lực tác dụng: $N = 80 \text{ T}$, $M = 25 \text{ Tm}$, $h = 1$.

§2. Cấu kiện chịu kéo

2.1. Khái niệm và cấu tạo

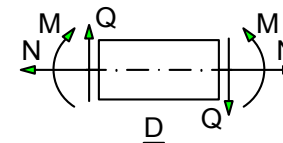
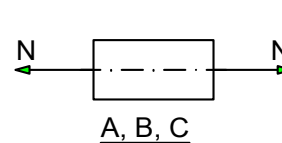
a. Khái niệm

Cấu kiện chịu kéo là cấu kiện chủ yếu chịu lực kéo N dọc theo trục của nó.



- $N \equiv G$ → kéo đúng tâm

- $N \neq G$ → kéo lệch tâm



b. Cấu tạo

Yêu cầu chung:

- Đối với các thanh kéo nằm ngang:
 - + $l_i \leq 6m$;
 - + chiều cao tiết diện $\geq h/25$
- Cốt thép dọc phải được neo vào vùng nén của bộ phận khác trong kết cấu.
- Cốt thép phải được nối hàn, nên dùng nguyên thanh

Cấu kiện chịu kéo đúng tâm:

- Tiết diện hình chữ nhật, hình vuông, hình tròn,
- Cốt thép được bố trí đối xứng và đặt theo chu vi,
- Bước cốt đai $s \leq \min(3/4h; 500)$

Cấu kiện chịu kéo lệch tâm bé:

- Lực kéo N nằm trong khoảng cách giữa hai trọng tâm cốt thép A_s và A'_s .
Toàn bộ tiết diện đều chịu kéo.

$$+ 0,4\% \leq \mu_t = \mu' + \mu \leq 3\%$$

$$+ \text{Bước cốt đai } s \leq \min(3/4h; 500)$$

Cấu kiện chịu kéo lệch tâm lớn:

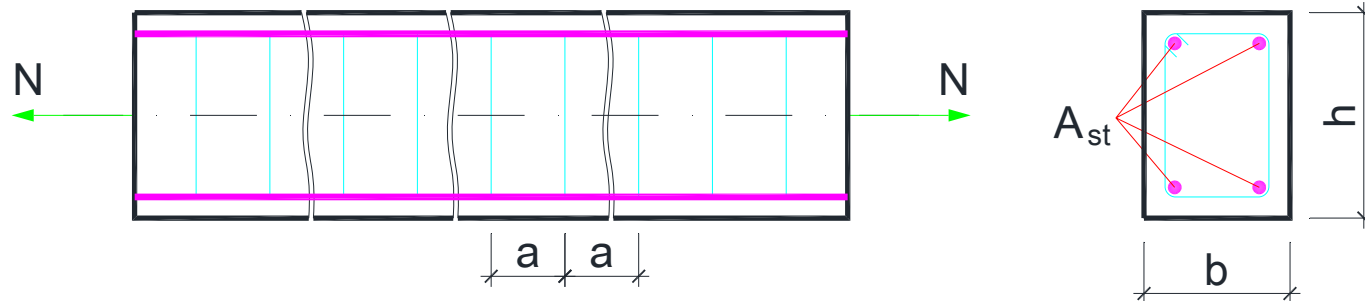
- Lực kéo N nằm ngoài khoảng cách giữa hai trọng tâm cốt thép A_s và A'_s .
- Tiết diện chữ nhật, cấu tạo cốt dọc và cốt đai tương tự cấu kiện chịu nén.

2.2. Tính toán

2.2.1. Cấu kiện chịu kéo đúng tâm

Giả thiết: bỏ qua sự chịu kéo của bê tông, toàn bộ lực kéo do cốt thép chịu.

Sơ đồ ứng suất



Điều kiện cường độ:

$$N \leq N_{gh} = R_s A_{st}$$

trong đó:

N – lực kéo tính toán

N_{gh} – khả năng chịu lực của tiết diện

A_{st} – diện tích toàn bộ cốt thép dọc.

2.2.2. Tính toán cấu kiện chịu kéo lệch tâm bé :

Điều kiện xảy ra kéo lệch tâm bé:

$$e_0 = M/N \leq y_a$$

trong đó:

$$y_a = h/2 - a$$

Sơ đồ tính:

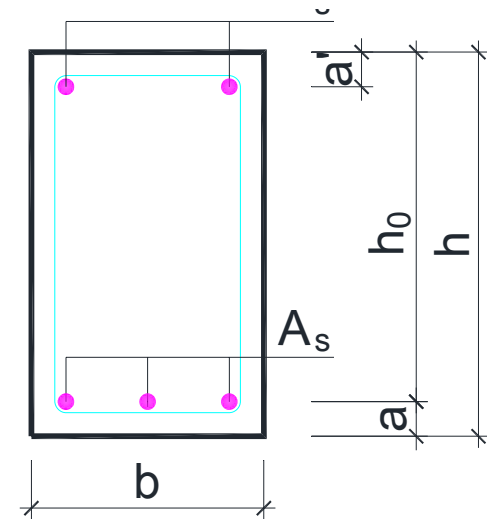
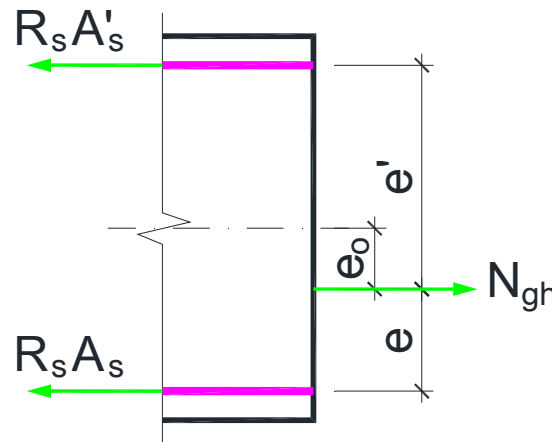
$$+ e = h/2 - e_0 - a$$

$$+ e' = h/2 + e_0 - a$$

Các công thức cơ bản:

$$\Sigma M/A_s = 0 \Rightarrow Ne \leq N_{gh} e = R_s A'_s (h_0 - a')$$

$$\Sigma M/A'_s = 0 \Rightarrow Ne \leq N_{gh} e' = R_s A_s (h_0 - a')$$



Điều kiện hạn chế:

- $\mu \geq \mu_{\min} = 0,1\%$
- $\mu' \geq \mu_{\min} = 0,1\%$
- $0,4\% \leq \mu + \mu' \leq 3\%$

μ - hàm lượng % cốt thép trong cầu kiện

Một số lưu ý:

- $N \uparrow \Rightarrow A_s, A'_s \uparrow$
- $M \uparrow \Rightarrow A_s \uparrow, A'_s \downarrow$
 \Rightarrow Đối với đoạn cầu kiện có $N = \text{const}$ và M thay đổi thì chọn cốt thép như sau:

- + A_s - tính theo M_{\max}
- + A'_s - tính theo M_{\min}

2.2.3. Cấu kiện chịu kéo lệch tâm lớn:

Điều kiện xảy ra kéo lệch tâm lớn:

$$e_0 = M/N > y_a$$

trong đó:

$$y_a = h/2 - a$$

Sơ đồ tính:

$$+ e = e_0 - h/2 + a$$

$$+ e' = e_0 + h/2 - a'$$

Các công thức cơ bản:

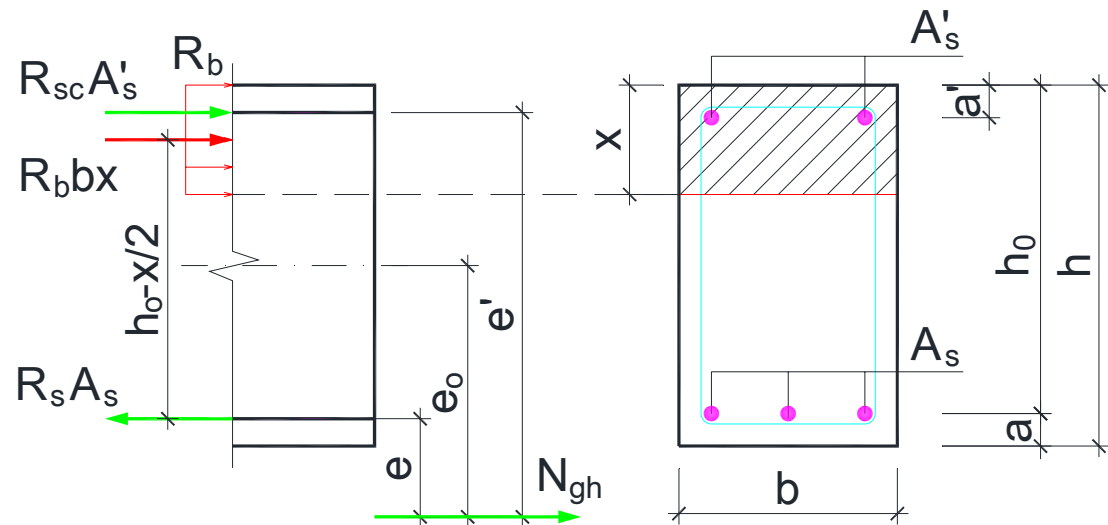
$$\sum X = 0 \Rightarrow N_{gh} = R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b b x$$

$$\sum M / A_s = 0 \Rightarrow N e \leq N_{gh} e = R_b b x (h_0 - x/2) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$$

Đặt $\xi = x/h_0$; $\alpha_m = \xi(1 - \xi/2)$

$$N_{gh} = R_s A_s - R_{sc} A'_s - \xi R_b b h_0$$

$$N e \leq N_{gh} e = \alpha_m R_b b h_0 + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$$



Điều kiện hạn chế:

- Điều kiện không xảy ra phá hoại giòn
 - + $\mu \geq \mu_{\min} = 0,1\%$
 - + $x \leq \xi_R h_0 \Leftrightarrow \xi \leq \xi_R$ hay $\alpha_m \leq \alpha_R$
- Điều kiện để $\sigma_{sc} = R_{sc}$ khi đó $x \geq 2a'$.
- Trường hợp khi $x < 2a'$. Thiên về an toàn ta lấy $x = 2a'$

$$\Sigma M/A's = 0 \Rightarrow N e' \leq N_{gh} e' = R_{sc} A_s (h_0 - a')$$



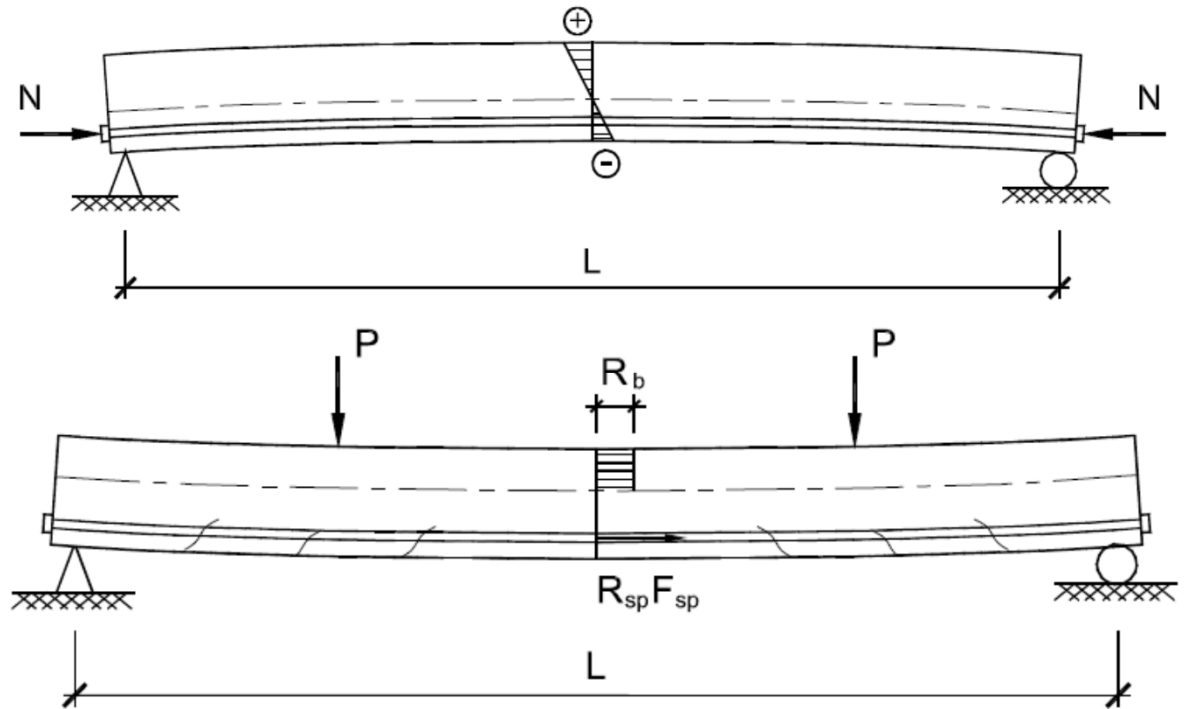
Chương 5

Kết cấu BTCT ứng lực trước



§1. Thực chất của BTCT ứng lực trước

1.1. Thí nghiệm:



Ứng lực trước Thực chất là tạo lực nén trước trong bê tông để tạo ra các hiệu ứng (mô men uốn, ứng suất, độ võng) ngược dấu với các hiệu ứng do tải trọng gây ra.

Hiệu quả của việc dùng thép ứng suất trước

- Kiểm soát ứng suất trong bê tông: Bê tông được nén trước sao cho ứng suất kéo do tải trọng gây ra bị giảm hoặc triệt tiêu.
- Tạo ra một tải trọng tương đương có độ lớn theo thiết kế, gây ra những hiệu ứng ngược lại với những hiệu ứng do tải trọng
- Là trường hợp đặc biệt của bê tông cốt thép, trong đó sử dụng cốt thép cường độ cao đã bị gây biến dạng trước, cùng làm việc hiệu quả với bê tông cường độ cao.

5.2. Ưu, nhược điểm và phạm vi sử dụng

a. Ưu điểm:

- Kinh tế - vì dùng thép ứng suất trước cường độ cao và bê tông cường độ cao một cách hiệu quả.
- Có khả năng chịu tải lớn hơn và vượt nhịp lớn hơn so với kết cấu bê tông cốt thép thông thường.
- Cấu kiện bê tông ứng suất trước chịu cắt tốt hơn, do cốt thép UST đặt nghiêng và gây ra ứng suất nén trong dầm, làm giảm ứng suất kéo chính nghiêng.
- Dưới tác dụng của hoạt tải, bề rộng khe nứt trong cấu kiện là nhỏ, thậm chí cấu kiện có thể được thiết kế không nứt.
- Độ võng của cấu kiện nhỏ, thậm chí bằng không dưới tác dụng của hoạt tải.
- Việc tính toán kết cấu bê tông ứng suất trước rất đơn giản, như việc tính toán kết cấu bê tông thông thường.

b. Nhược điểm

- Yêu cầu thiết kế, thi công chế tạo, lắp dựng, giám sát cao.
- Việc gây ứng suất nén trước trong một số vùng của kết cấu bê tông có thể gây ra ứng suất kéo tại các vùng khác. Chính ứng suất kéo này có thể gây nứt cho kết cấu. Khi thiết kế cần phải có sự tính toán để loại trừ khả năng bê tông bị nứt do các ứng suất này gây ra.
- Khả năng chịu lửa của Bê tông CT ứng lực trước kém hơn so với bê tông cốt thép thường. Do thép cường độ cao nhạy cảm với nhiệt độ lớn hơn so với thép thường.
- Việc sử dụng cốt thép và bê tông cường độ cao trong một số điều kiện gặp khó khăn.
- Cốt thép ứng lực trước bị ăn mòn nhanh hơn cốt thép thường khi chịu tác dụng của môi trường.
- Yêu cầu cao về an toàn lao động khi thi công.

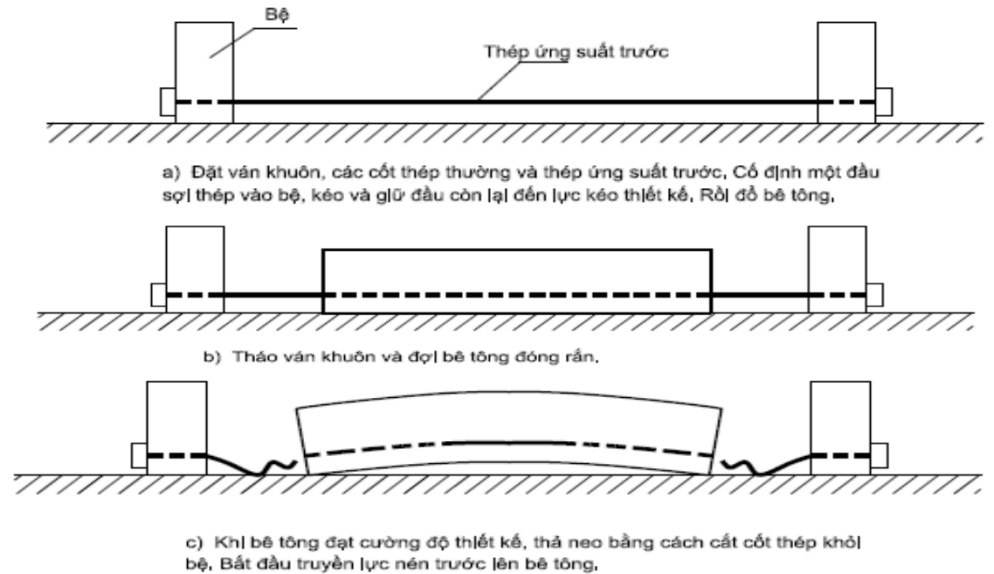
5.3. Các phương pháp gây ứng lực trước

a. Phương pháp căng trước (căng trên bê):

Cốt thép căng được kéo trên 2 bê trước khi đổ bê tông.

- Các bước thực hiện:

- Đặt cốt thép thường, lắp ván khuôn;
- Căng thép trên 2 đầu bê;
- Tháo ván khuôn;
- Tháo ván khuôn;
- Cắt thép căng;



- Phương pháp khuôn chuỗi



Lực truyền sang bê tông chủ yếu thông qua lực dính giữa bê tông và cốt thép, trên suốt chiều dài thép ứng suất trước. Để tăng diện tích bám dính, cốt thép ứng suất trước thường có dạng nhiều sợi thép đường kính nhỏ, độc lập, hoặc các thanh thép có gờ.

b. Phương pháp căng sau (căng trên bê tông):

Cốt thép căng được kéo sau khi bê tông đã đóng rắn và đã đạt một cường độ thiết kế nhất định.

- Các bước thực hiện:

- Thép được luồn trong ống gen trước khi đổ BT;
- BT đạt đến cường độ thiết kế tiến hành căng thép;
- Bơm vữa bê tông vào ống gen để chống ăn mòn cốt thép và tăng bám dính BT và CT, hoặc bơm mỡ;



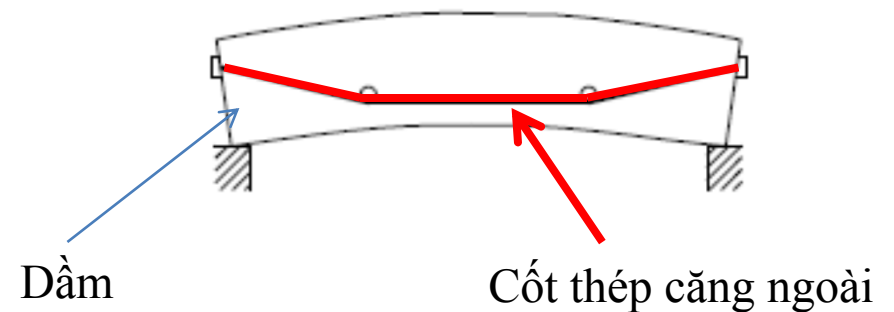
Ống gen có CT

c. Các phương pháp khác:

- Dùng kích



- Cốt thép căng bên ngoài



5.4. Các chỉ dẫn về cấu tạo

5.4.1. Vật liệu

a. Bê tông

- Sử dụng bê tông có trọng lượng riêng từ 2200-2500kg/m³.
- Đối với BT ULT cần sử dụng bê tông có cấp độ bền và Mác sau:
 - + Cấp độ bền theo cường độ nén:
B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60;
 - + Cấp độ bền theo cường độ kéo:
B_t0,8; B_t1,2; B_t1,6; B_t2,0; B_t2,4; B_t2,8; B_t3,2;
 - + Mác theo khả năng chống thấm:
W2; W4; W6; W8; W10; W12;
- Tuổi của bê tông để xác định cấp độ bền chịu nén và chịu kéo dọc trục được chỉ định trong kết cấu đến khi nó bắt đầu chịu tải trong thiết kế lấy tuổi của bê tông là 28 ngày.

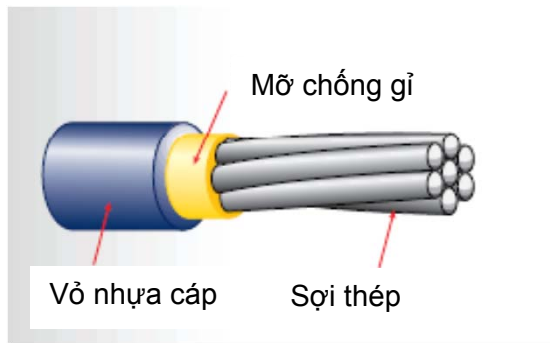
- Đối với các cấu kiện tự ứng lực làm từ bê tông nặng, bê tông hạt nhỏ, bê tông nhẹ, có bố trí cốt thép căng, cấp độ bền của bê tông tùy theo loại và nhóm cốt thép căng, đường kính cốt thép căng và các thiết bị neo, lấy không nhỏ hơn các giá trị trong bảng sau:

Loại và nhóm cốt thép căng	Cấp độ bền của BT không thấp hơn
1. Thép sợi nhóm	
B-II (có neo)	B20
Bp-II (không có neo) có đường kính: $\leq 5\text{mm}$	B20
$> 6\text{mm}$	B30
K-7 và K-19	B30
1. Thép thanh không có neo, có đường kính:	
+ từ 10mm-18mm, nhóm CIV, A-IV	B15
A-V	B20
A-VI và A _T -VII	B30
+ $\geq 20\text{mm}$, nhóm CIV, A-IV	B20
A-V	B25
A-VI và A _T -VII	B30

b. Cốt thép

Trong cấu kiện bê tông ứng lực trước cần dùng thép cường độ cao để tạo ra lực căng trước lớn vì một phần lực căng này sẽ bị mất đi trong quá trình chế tạo và sử dụng.

- Thép thanh nhóm A-V (A-V, AT-V, AT-VK, AT-VCK), A-VI (A-VI, AT-VI, AT-VIK) và AT-VII;
- Thép sợi nhóm B-II, Bp-II;
- Thép cáp nhóm K-7 và K-19.



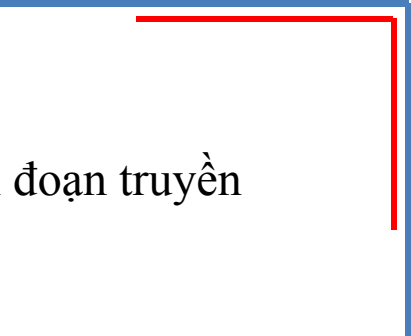
Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn và cường độ chịu kéo tính toán theo TTGH2 của cốt thép

Nhóm thép thanh	Giá trị và , R_{sn} , $R_{s,ser}$ (MPa)
C-IV, A-IV	590
A-V	788
A-VI	980
AT-VII	1175
A-IIIB	540

Nhóm thép sợi	Cấp độ bền	Đường kính (mm)	Giá trị và, R_{sn} , $R_{s,ser}$ (MPa)
Bp-I	-	3; 4; 5	490
B-II	1500	3	1500
	1400	4; 5	1400
	1300	6	1300
	1200	7	1200
	1100	8	1100
Bp-II	1500	3	1500
	1400	4; 5	1400
	1200	6	1200
	1100	7	1100
	1000	8	1000
K-7	1500	6; 9; 12	1500
	1400	15	1400
K-19	1500	14	1500

5.4.2. Đặc điểm cấu tạo

- Với cấu kiện chịu kéo đúng tâm nên bố trí thép ứng lực trước đối xứng theo trong tâm tiết diện để có thể tạo ra các ứng suất nén đều cho bê tông.
- Với cấu kiện chịu uốn nên bố trí thép ứng lực trước theo dạng của biểu đồ mômen do tải trọng sử dụng gây ra.
- Tại các chỗ uốn cong của cốt thép ULT cần đặt thêm các cốt thép phụ để gia cường.
- Trong phương pháp căng trước, việc cấu tạo tương tự như cốt thép thường.
- Trong phương pháp căng sau, chiều dày lớp bê tông bảo vệ tính từ mặt ngoài cấu kiện đến mặt ống rãnh phải lớn hơn hoặc bằng 40mm và bề rộng b của rãnh.
- Khoảng cách thông thủy giữa các rãnh không nhỏ hơn đường kính rãnh và 50mm, đồng thời phải chọn sao cho việc căng cốt thép được dễ dàng và không bị phá hoại cục bộ khi buông cốt thép.




- Chiều dày lớp bảo vệ ở đầu mút các cấu kiện ULT (đọc theo chiều dài đoạn truyền ứng suất) phải thỏa mãn lớn hơn:

+ Với thép nhóm CIV, A-IV, A-IIIB: $\geq(2d, 40\text{mm})$

+ Với thép nhóm A-V, A-VI, AT-VII: $\geq (3d, 40\text{mm})$

+ Với sợi cáp: $\geq (2d, 30\text{mm})$





Chương 6

Sàn phẳng bê tông cốt thép



§6.1. Khái niệm chung

6.1.1 Ưu nhược điểm và phạm vi sử dụng

Ưu điểm:

- Bền, tốn ít tiền bảo dưỡng.
- Có khả năng chống cháy cao hơn kết cấu gỗ, độ cứng cao hơn.
- Dễ thỏa mãn yêu cầu vệ sinh và cơ giới hoá việc xây dựng

Nhược điểm:

- Nặng.
- Cách âm, nhiệt kém.

Phạm vi sử dụng:

- Trong Xây dựng dân dụng, công nghiệp: Sàn tầng, sàn mái
- Trong giao thông: các mặt cầu
- Trong các kết cấu móng bè, tường chắn, thành bể...

6.1.2. Phân loại

Theo phương pháp thi công:

- Sàn toàn khối.
- Sàn lắp ghép;
- Sàn bán lắp ghép.

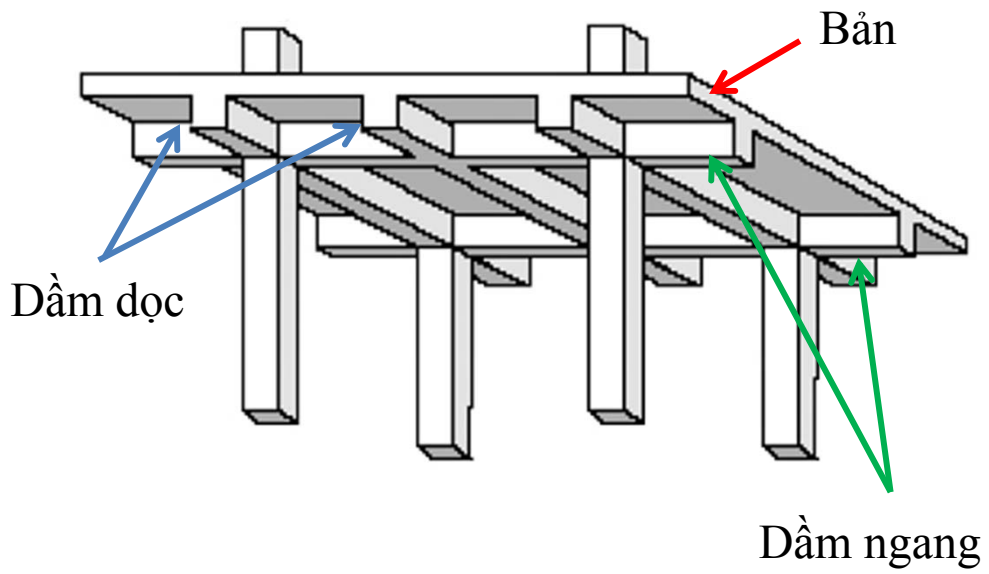
Theo sơ đồ kết cấu:

- **Bản có dầm:** bản kê lên dầm

- + Bản một phương;
- + Bản hai phương;
- + Sàn ô cờ.

- **Bản không dầm** (Không có dầm) – sàn nắm: bản kê lên các đầu cột

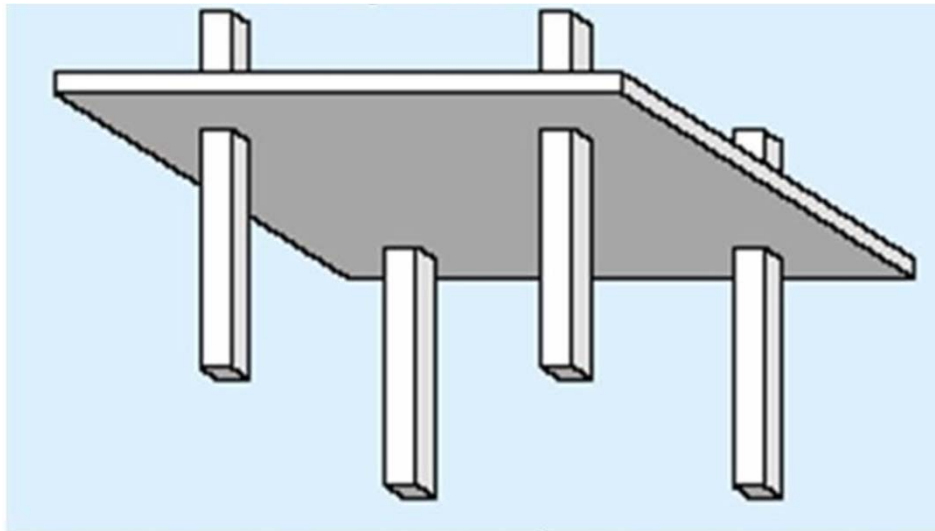
Bản có dầm



Sàn ô cờ



Bản không dầm

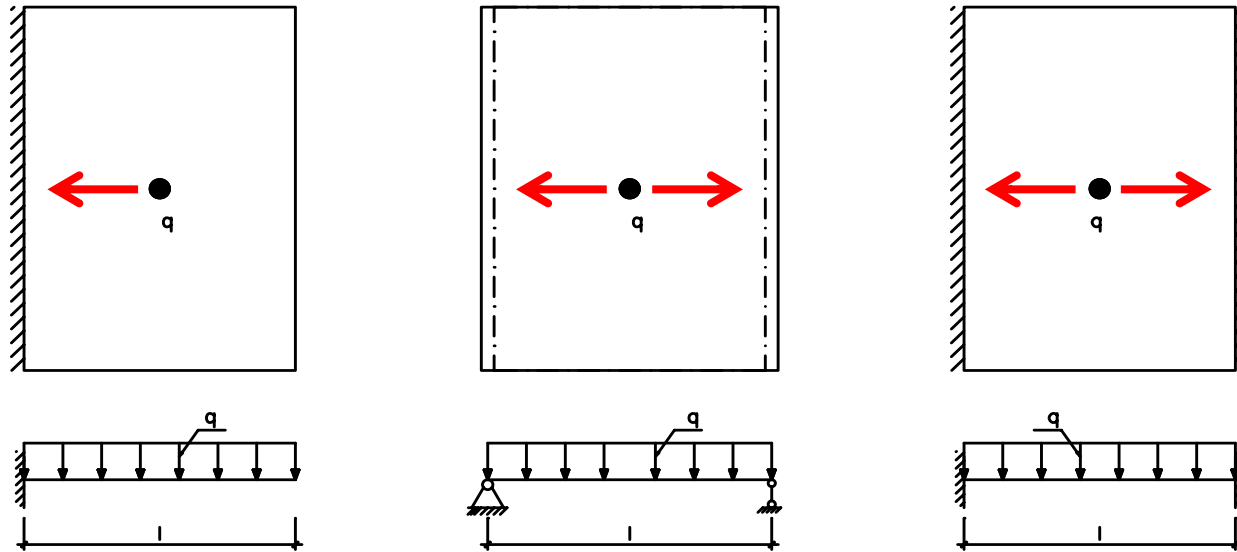


Sàn bóng



6.1.3. Phân biệt bản một phương và bản hai phương

a. Bản một phương

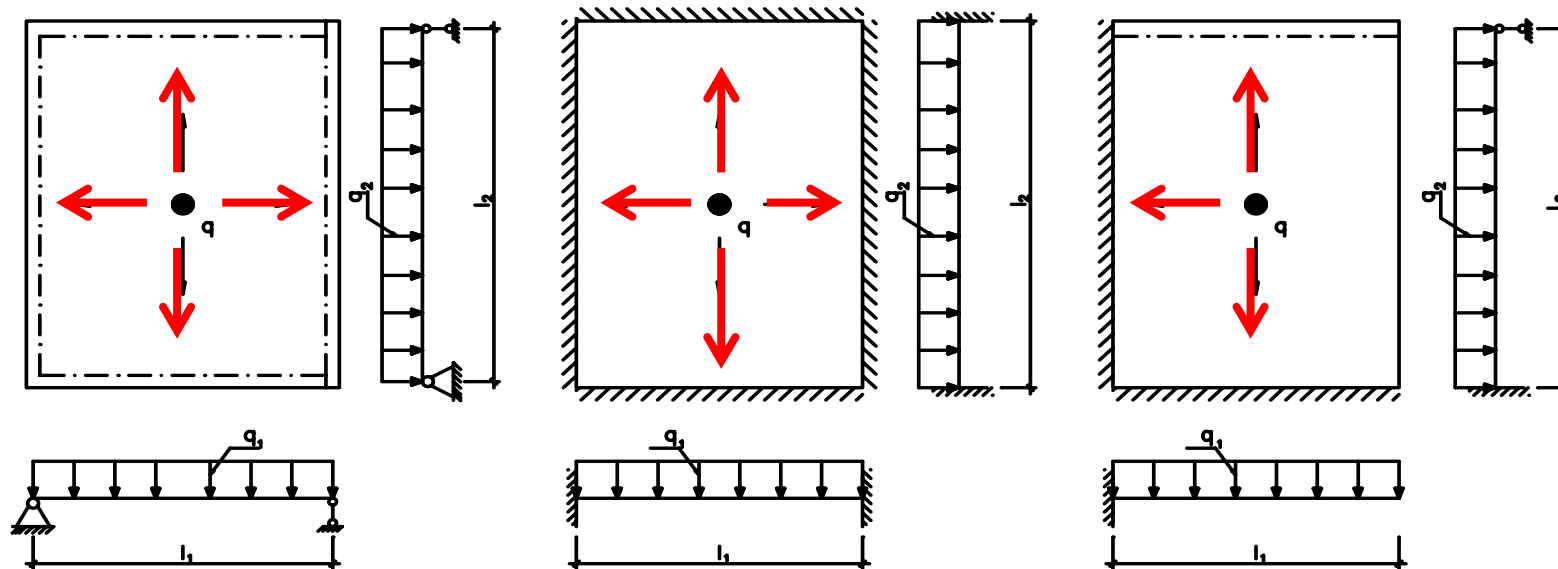


- Tính chất làm việc của bản phụ thuộc vào kích thước bản và kiểu liên kết.
- Khi bản chỉ có liên kết ở 1 cạnh hoặc 2 cạnh đối diện. Tải trọng tác dụng lên bản chỉ được truyền theo phương có liên kết hay là bản chỉ làm việc theo một phương ta gọi là bản loại dầm.

Xác định tải trọng

- Xác định tải trọng, nội lực được tiến hành như trong dầm (bằng cách cắt một dải bản rộng 1m rồi tiến hành dồn tải và tính toán).

b. Bản hai phương



- Khi bản có liên kết ở cả 4 cạnh (hoặc ở 2 hoặc 3 cạnh không đối diện) tải trọng được truyền theo cả hai phương. Ta gọi loại bản này là bản kê 4 cạnh (làm việc theo 2 phương).

Xác định tải trọng truyền theo mỗi phương

- Bản kê 4 cạnh:

xét một bản kê 4 cạnh chịu tải trọng phân bố đều q ,

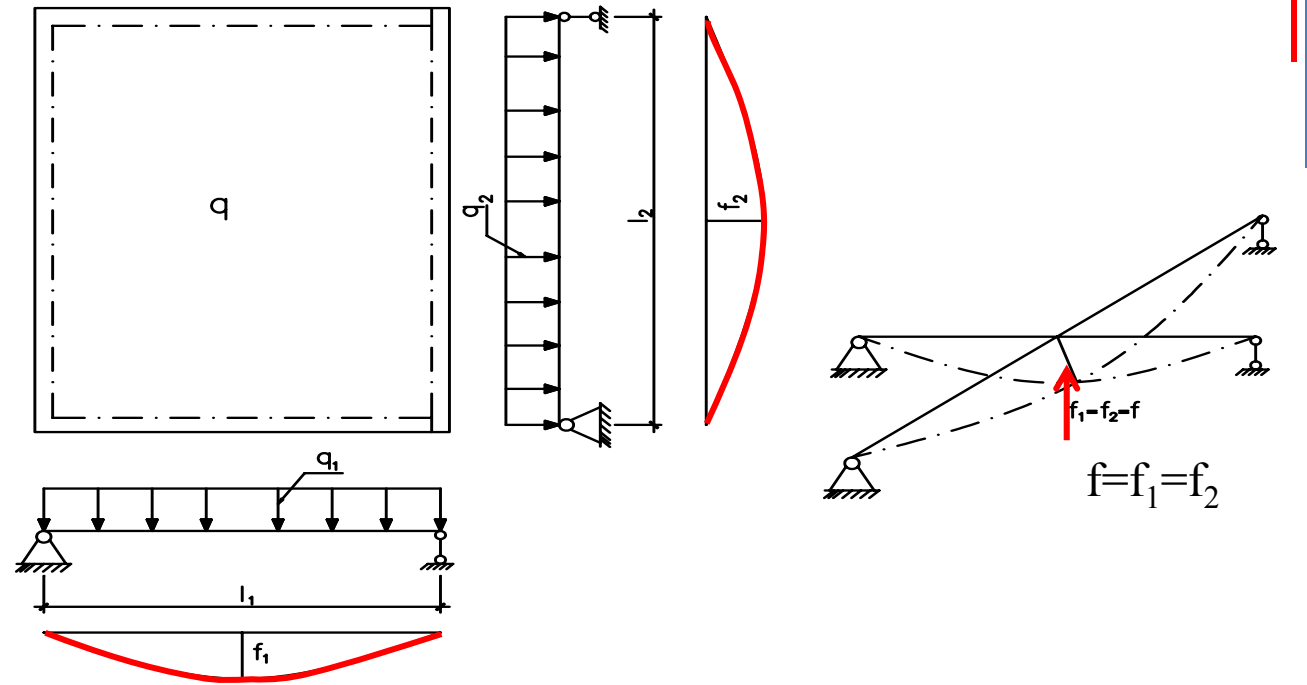
+ gọi tải trọng truyền theo phương cạnh bé l_1 là q_1

+ gọi tải trọng truyền theo phương cạnh lớn l_2 là q_2

$$\Rightarrow q = q_1 + q_2 \quad (1)$$

c. Chọn sơ đồ tính

Bản kê bốn cạnh



Cắt một dải bản có bề rộng bằng đơn vị tại chính giữa bản theo hai phương.
Độ võng tại chính giữa mỗi dải

+ theo phương l_1

$$f_1 = \frac{5}{384} \frac{q_1 l_1^4}{EJ} \quad (2)$$

+ theo phương l_2

$$f_2 = \frac{5}{384} \frac{q_2 l_2^4}{EJ} \quad (3)$$

Độ võng điểm giữa bản

$$f = f_2 = f_1 \quad (4)$$

$$(2), (3) \text{ và } (4) \quad \Rightarrow \quad q_1 = \frac{l_2^4}{l_1^4} q_2 \quad (5)$$

Nhận xét:

Khi $l_2 > l_1$ thì $q_1 > q_2$. Nếu $l_2/l_1 > 3 \rightarrow q_1 > 81q_2$ hay $\frac{M_{1\max}}{M_{2\max}} = \left(\frac{l_2}{l_1}\right)^2 = 9$

Kết luận:

- Tải trọng chủ yếu truyền theo phương cạnh ngắn l_1 (gây uốn theo phương cạnh ngắn l_1), M_2 khá bé so với M_1 , có thể bỏ qua sự làm việc theo cạnh dài và tính toán như bản một phương.

- Trong tính toán thực hành có thể tính toán theo bản một phương khi $l_2/l_1 \geq 2$. Khi $l_2/l_1 < 2$ cần tính bản làm việc theo hai phương (bản kê bốn cạnh).

Trường hợp các cạnh có liên kết bất kỳ

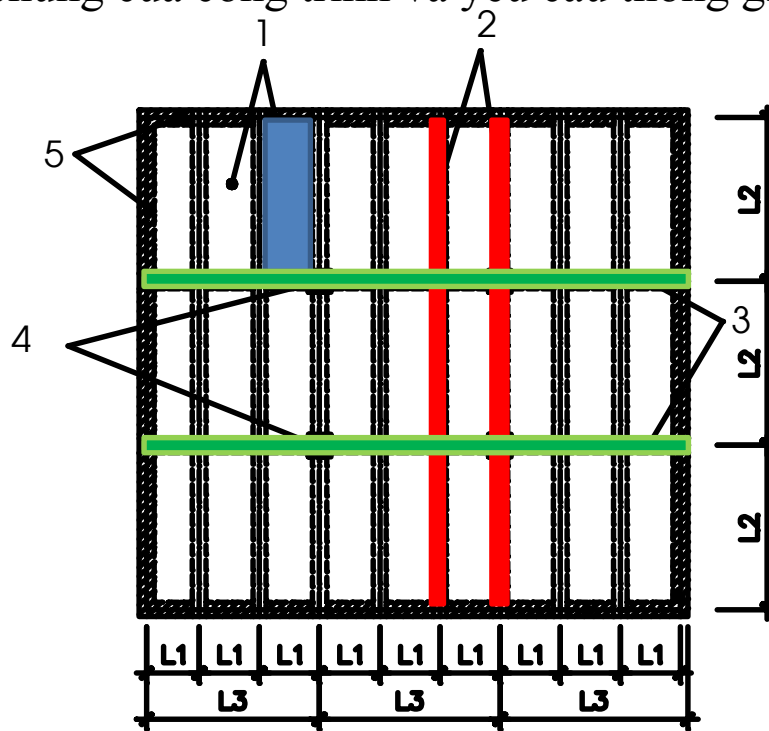
Lấy hai dải bản vuông góc với nhau và tính độ võng của hai dải bản ở điểm giao nhau. Dùng điều kiện độ võng tại điểm giao nhau đó tính theo hai dải bản là bằng nhau để tìm tải trọng truyền theo mỗi phương.

§6.2. Sàn sườn toàn khối

6.2.1. Sàn sườn toàn khối có dầm

a. Sơ đồ kết cấu

Sàn có thể có dầm chính đặt theo phương dọc hoặc phương ngang (tùy theo sự bố trí chung của công trình và yêu cầu thông gió và chiếu sáng).



1. Bản;
2. Dầm phụ;
3. Dầm chính;
4. Cột;
5. Tường.

- Khoảng cách dầm phụ $l_1 = (1 \div 4)$ m thông thường $l_1 = (1,7 \div 2,8)$ m.

- Khoảng cách dầm chính $l_2 = (4 \div 10)$ m thông thường $l_1 = (5 \div 8)$ m.

- Chiều dày bản $h_b = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{35} \right) l_1$

+ $h_b \geq 6$ cm đối với sàn nhà dân dụng,

+ $h_b \geq 7$ cm đối với sàn nhà công nghiệp.

- Chiều cao dầm phụ:

$$h_{dp} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{20} \right) l$$

- Chiều cao dầm chính:

$$h_{dc} = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \right) l$$

- Bề rộng dầm $b_d = (0,2 \div 0,5) h_d$

Lưu ý:

Nếu chu vi của sàn được kê lên tường gạch thì chiều dài đoạn kê $S \geq (12 \text{ cm}, h_b)$ đối với bản; 22 cm đối với dầm phụ; 34 cm đối với dầm chính.

b. Tính toán các bộ phận của sàn

+ Tính bản sàn theo sơ đồ khớp dẻo:

$l_2/l_1 \geq 2$, bản thuộc loại bản dầm.

Nhịp tính toán:

Nhịp tính toán biên:

$$l_b = l_1 - \frac{b_{dp}}{2} - \frac{b_t}{2} + \frac{h_b}{2}$$

Nhịp tính toán giữa:

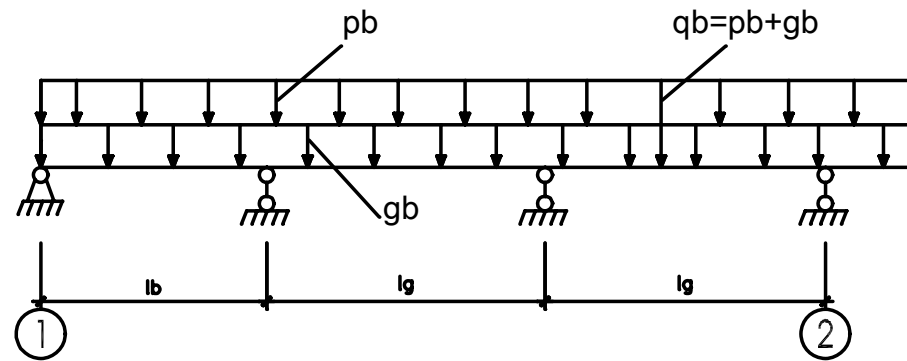
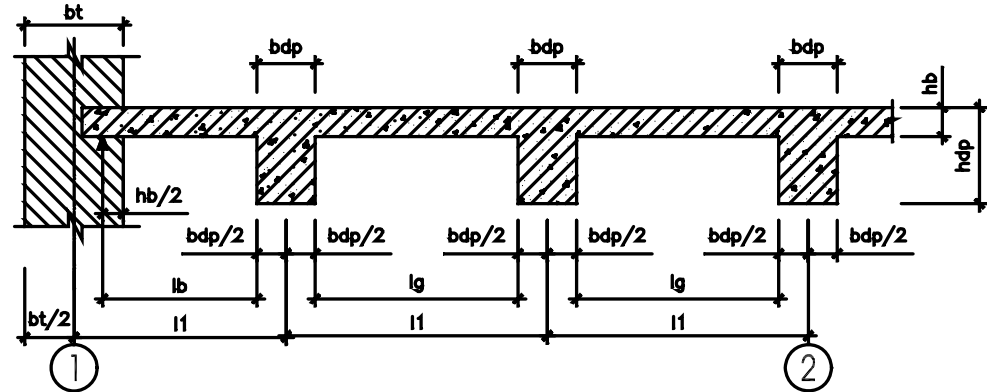
$$l_g = l_1 - b_{dp}$$

Tải trọng:

$$q = g + p$$

trong đó:

$$g = \sum \gamma_i g_i^c$$



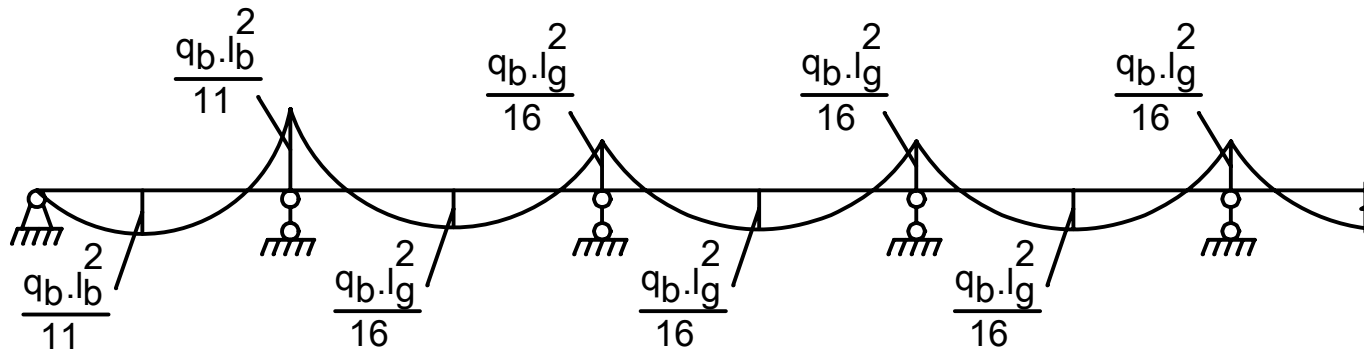
$$p = \sum \gamma_i P_i^c \quad \rightarrow \quad \text{Theo TCVN 2737-1995}$$

Nội lực:

- Xác định nội lực trong dải bản theo sơ đồ khớp dẻo.

- Khi sự chênh lệch giữa các nhịp bằng $\frac{l_g - l_b}{l_g} 100\% = \dots < 10\%$, bằng phương

pháp phân phối mô men trên nguyên tắc đảm bảo điều kiện cân bằng tĩnh học, xác định được giá trị mô men ở các nhịp và các gối như sau:



• Đối với nhịp biên và gối thứ hai: $M = \pm \frac{q_b l_b^2}{11}$

• Đối với các nhịp giữa và các gối giữa: $M = \pm \frac{q_b l_g^2}{16}$

Tính toán cốt thép:

- Tính toán cốt thép trong dải bản như đối với cấu kiện chịu uốn tiết diện chữ nhật đặt cốt đơn $b \times h = 100 \times h_b$.

Chú ý:

Với tiết diện tính theo sơ đồ khớp dẻo thì điều kiện $\alpha_m \leq \alpha_{pl}$ phải được thỏa mãn.

Nếu không thỏa mãn:

- + hoặc phải tăng chiều dày bản,
- + hoặc phải tăng cấp độ bền của bê tông

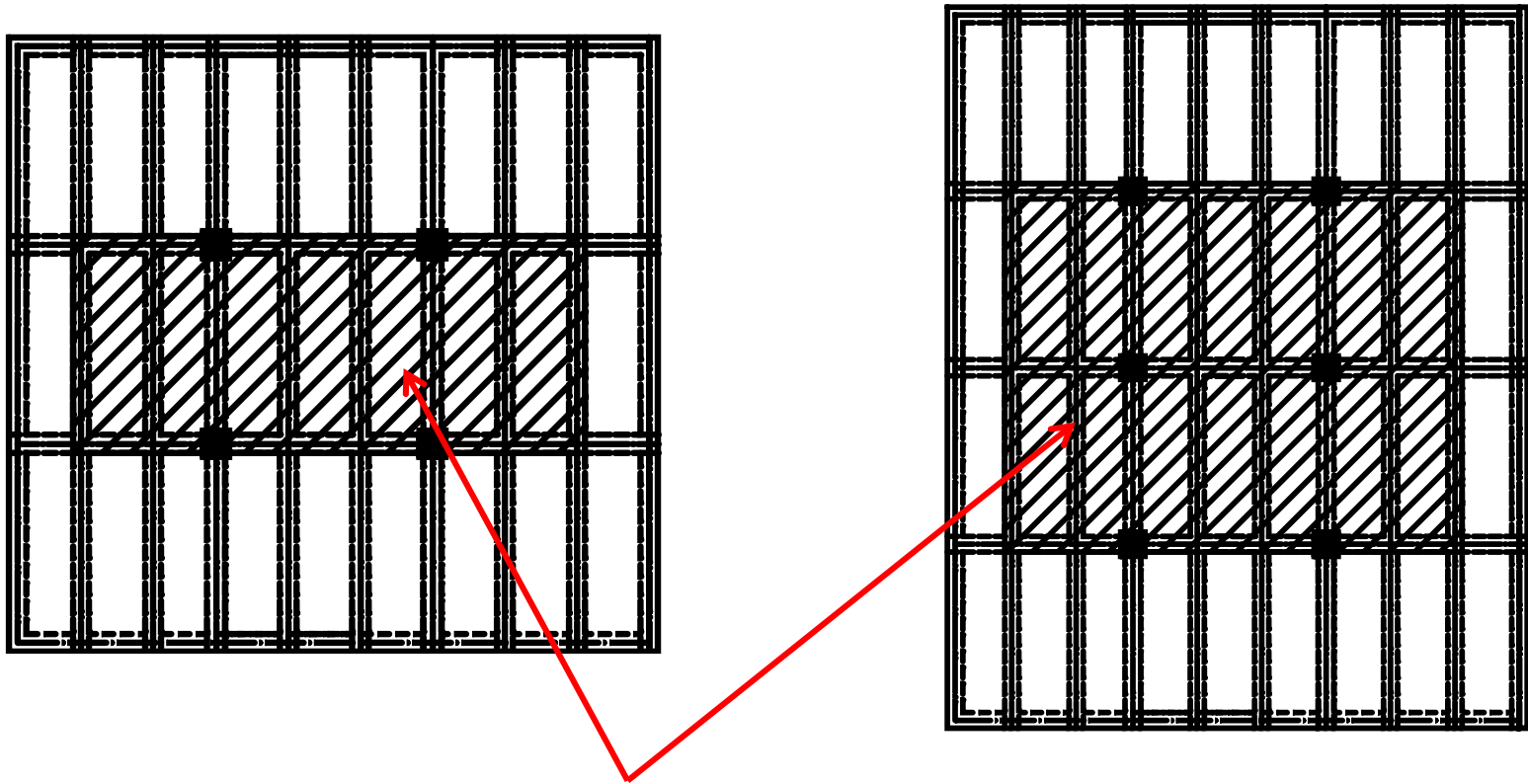
Tính hàm lượng cốt thép

$$0,3\% \leq \mu\% \leq 0,9\%$$

Nếu $\mu\% > 0,9\% \rightarrow$ tăng chiều cao và tính lại

Nếu $\mu\% < \mu_{\min} \rightarrow$ có thể lấy bằng $\mu = \mu_{\min}$

Đối với các ô bản có cả bốn cạnh liên kết với dầm, do ảnh hưởng của hiệu ứng vòm cho phép giảm không quá 20% lượng cốt thép so với kết quả tính toán



Vùng cho phép giảm 20% lượng thép

Bố trí cốt thép

Cốt thép chịu lực:

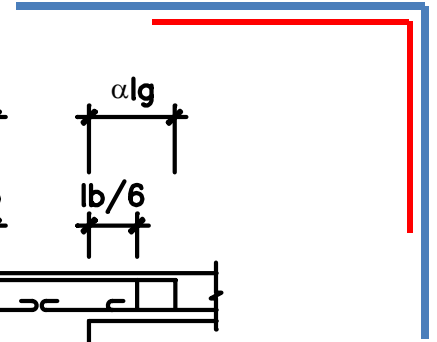
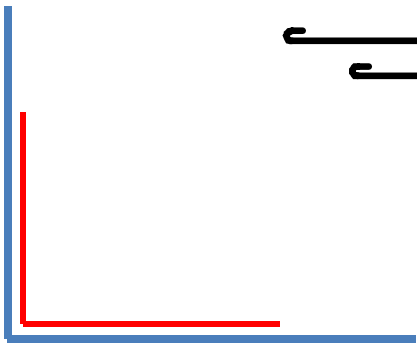
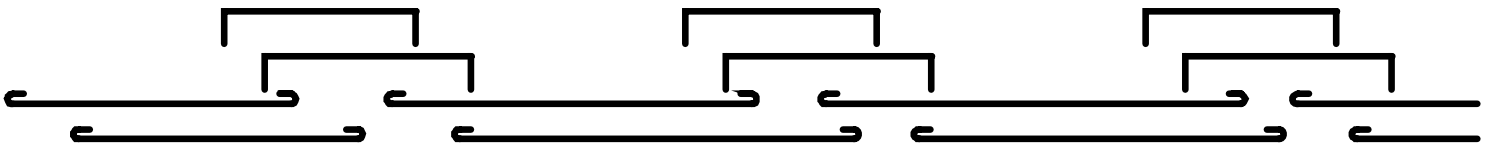
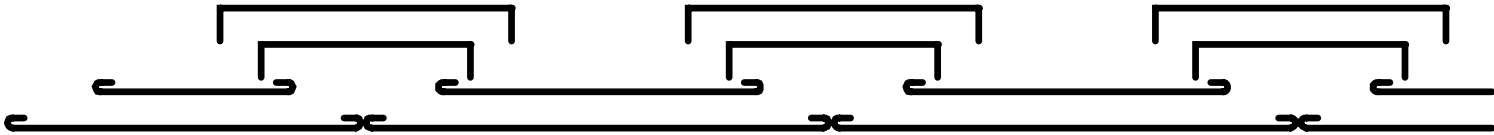
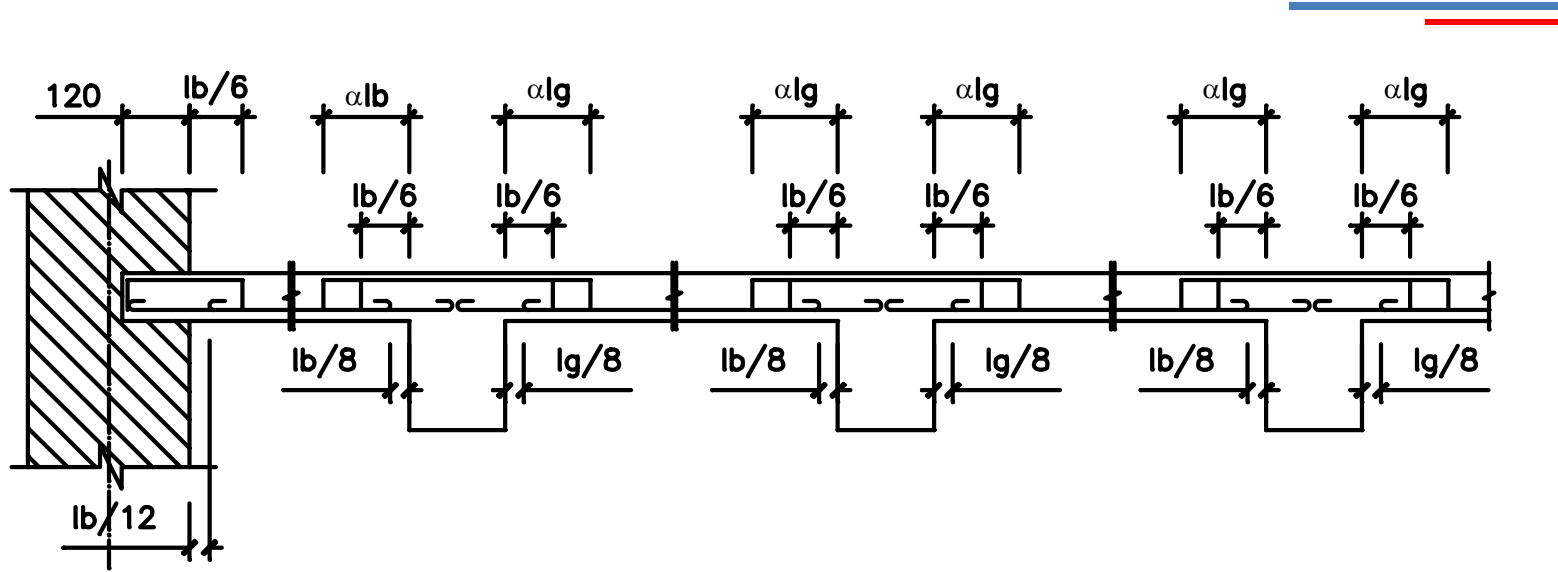
- Đường kính cốt thép trong bản thường được chọn trong khoảng 6÷10mm (có thể lớn hơn), nên chọn $d \leq 1/10h_b$ và ở mỗi vùng chịu lực:
 - + Hoặc chọn cùng một loại đường kính (phổ biến).
 - + Nếu dùng hai loại đường kính thì để tránh nhầm lẫn và đảm bảo cho các thanh cốt thép làm việc tương đối đồng đều trong dải bản, chọn $\Delta d = 2\text{mm}$.
- Khoảng cách giữa các thanh cốt thép cạnh nhau a tính theo yêu cầu chịu lực đồng thời:
 - + Để đảm bảo thi công dễ dàng, nhanh chóng, yêu cầu $a \geq 7\text{cm}$
 - + Để đảm bảo cho bê tông và cốt thép kết hợp làm việc tốt với nhau, yêu cầu:

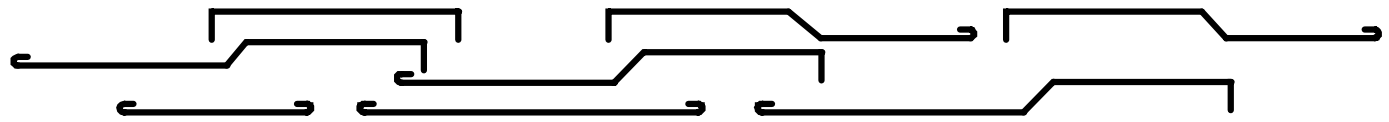
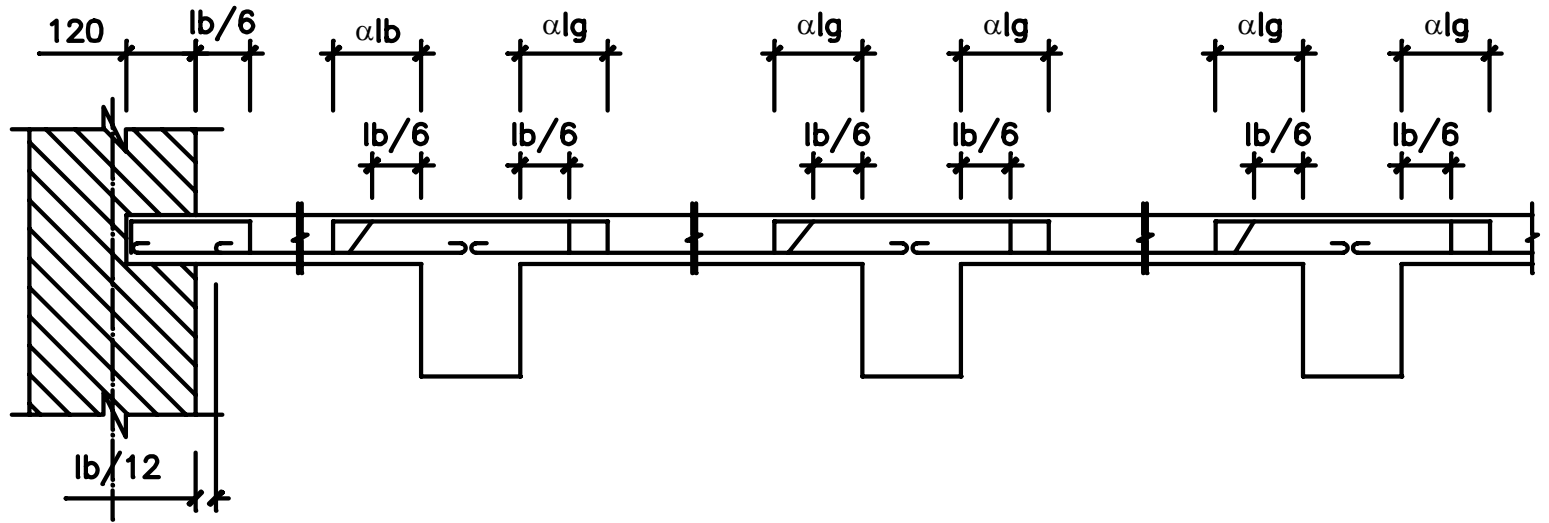
$$a \leq \begin{cases} 20\text{cm khi } h_b \leq 15\text{cm} \\ 1,5 h_b \text{ khi } h_b > 15\text{cm} \end{cases}$$

Khi khoảng cách giữa các cốt thép bé, $a < 15\text{cm}$, để tiết kiệm, có thể giảm bớt cốt thép bằng một trong các cách:

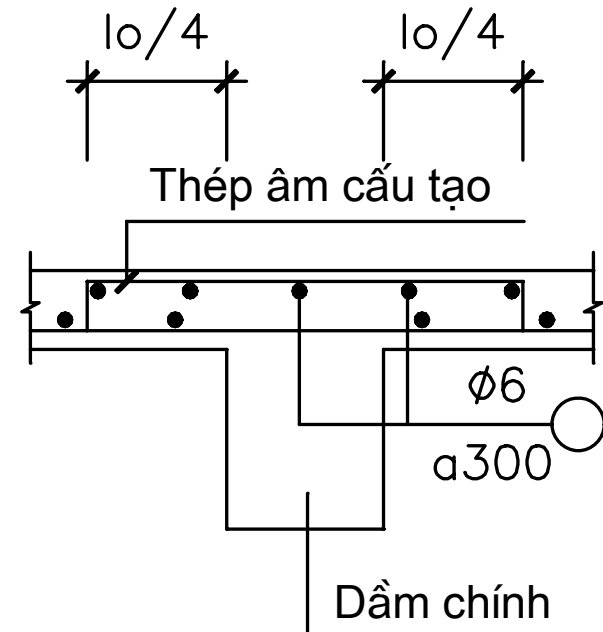
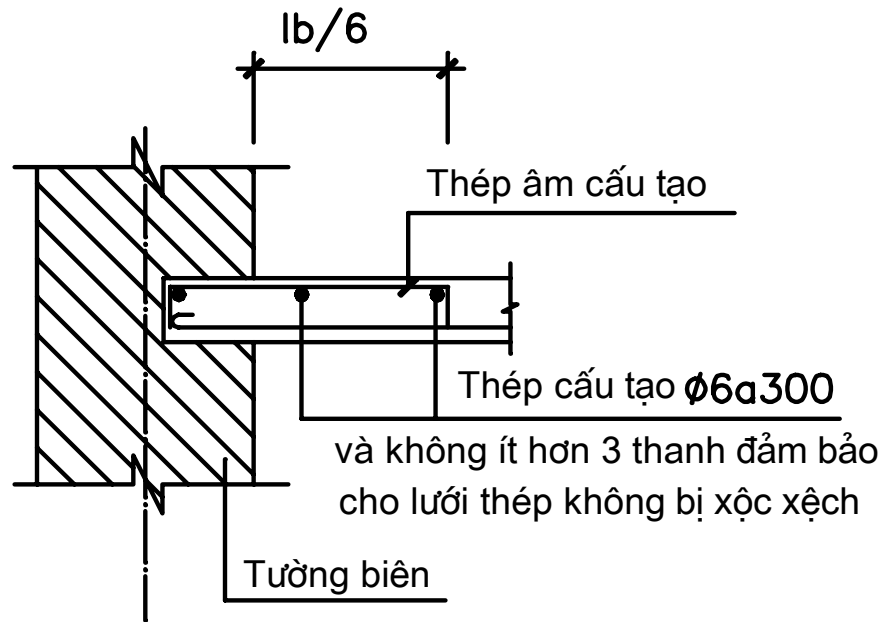
- Đặt các thanh dài ngắn xen kẽ nhau
- Dùng các thanh ngắn hơn bình thường đặt so le nhau
- Khi chiều dày bản $h_b \geq 8\text{cm}$ có thể uốn bớt một số thanh chịu mô men dương ở nhịp lên để chịu mô men âm ở gối.

Sau khi cắt hoặc uốn cốt thép, số cốt thép ở mặt dưới đi vào gối tựa có diện tích không bé hơn một phần ba so với tiết diện giữa nhịp và khoảng cách giữa các thanh không quá 330 mm. Các thanh này phải được neo chắc vào gối tựa một đoạn không nhỏ hơn 15 lần đường kính thanh.





Cốt thép chịu mô men âm theo cấu tạo:



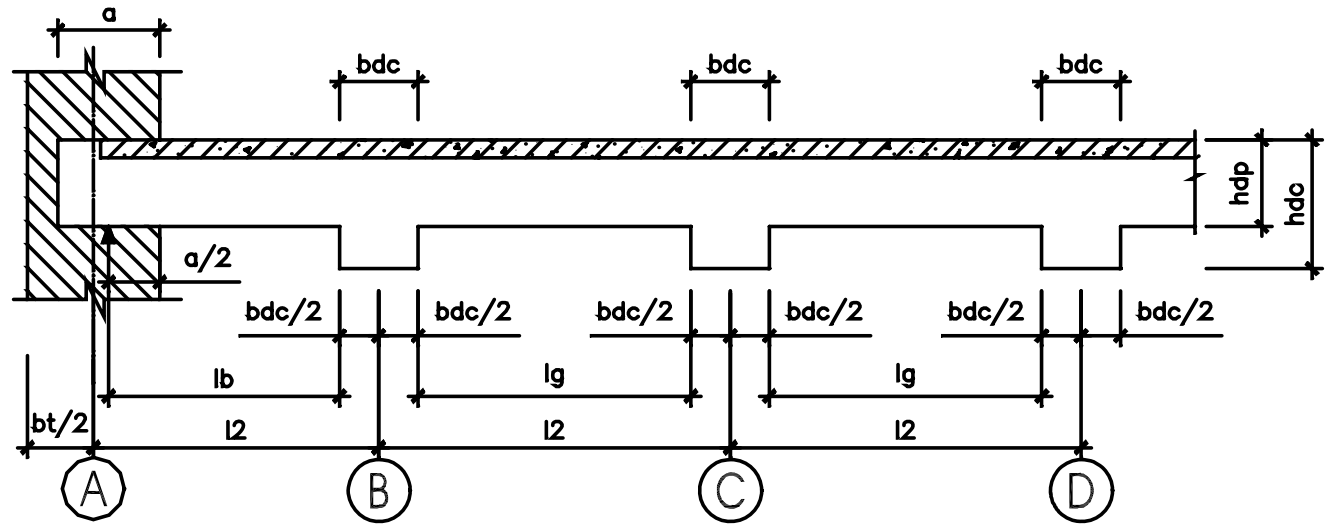
Thép phân bố - cấu tạo:

- Để giữ đúng vị trí cho các cốt chịu lực cần phải đặt cốt phân bố vuông góc với cốt chịu lực và liên kết chúng với các cốt chịu lực bằng dây thép buộc $0,8 \div 1\text{mm}$ (hoặc hàn).
- Cốt phân bố thường được sử dụng nhóm CI (CII ít dùng) và đặt gần trục trung hòa hơn so với cốt chịu lực, đường kính bé hơn hoặc bằng cốt chịu lực (thường dùng $\phi 6$) khoảng cách $25 \div 30\text{cm}$.

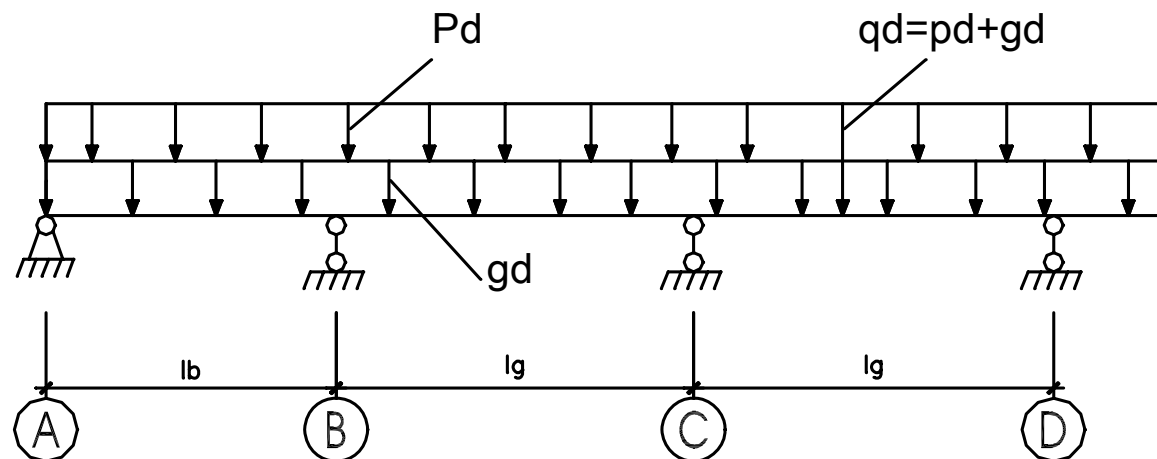
Chú ý:

- Cốt phân bố đặt ở mặt dưới bản song song với phương l_2 ngoài chức năng định vị cốt dọc nó còn chịu mô men dương theo phương l_2 mà khi tính toán đã bỏ qua.
- Diện tích tiết diện ngang các cốt này tính cho mỗi mét bề rộng bản không ít hơn $20\% A_S$ khi $2l_1 < l_2 \leq 3l_1$ và không ít hơn $15\% A_S$ khi $l_2 > 3l_1$, trong đó A_S - diện tích cốt thép chịu lực theo tính toán.

c. Tính dầm phụ theo sơ đồ khớp dẻo



Sơ đồ kết cấu



Nhịp tính toán

$$l_b = l_2 - \frac{b_t}{2} - \frac{b_{dc}}{2} + \frac{a}{2}$$

$$l_g = l_2 - b_{dc}$$

Tải trọng:

- Hoạt tải (p_d): $p_d = p_b \times l_1$
- Tĩnh tải (g_d) $g_d = g_b \times l_1 + g_0$

trong đó:

g_0 - Trọng lượng bản thân phần sườn của dầm phụ:

$$g_0 = b_{dp} (h_{dp} - h_b) \times 1 \times 1,1 \times \gamma_{bt}$$

ở đây: 1 - 1m dầm.

1,1 - Hệ số độ tin cậy đối với trọng lượng bản thân dầm

γ_{bt} - Trọng lượng riêng của bê tông

- **Tổng tải trọng trên dầm:** $q_d = p_d + g_d$

Nội lục:

Xác định nội lực trong dầm theo sơ đồ khớp dẻo. Khi các nhịp cạnh nhau không chênh lệch quá 10%, người ta xác định được:

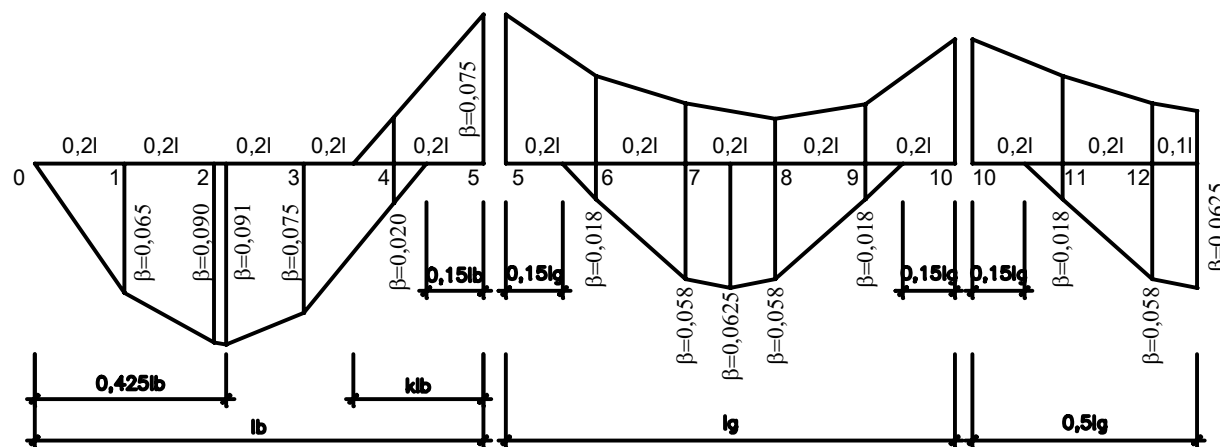
- Tung độ của biểu đồ bao nhánh max:

$$M_{\max} = \beta_1 q_d l^2$$

- Tung độ của biểu đồ bao nhánh min:

$$M_{\min} = \beta_2 q_d l^2$$

trong đó: Đối với nhịp biên dùng l_b . Đối với nhịp giữa dùng l_g .



trị số β_1 , trị số β_2 phụ thuộc tỷ số $p_d/g_d \Rightarrow$ GTTK

Tính toán cốt thép:

+ Tính cốt dọc:

- Dùng mô men có trị số tuyệt đối lớn nhất ở mỗi nhịp và trên từng gối để tính toán cho từng nhịp và gối tương ứng.
- Với tiết diện chịu mô men âm, cánh tiết diện nằm trong vùng kéo, tính như tiết diện chữ nhật $b_d \times h_d$
- Tính toán theo sơ đồ khớp dẻo. Nên phải kiểm tra theo điều kiện $\alpha_m \leq \alpha_{pl}$. Trong đó:

$\alpha_{pl} = 0,3$ tương ứng $\xi_{pl} = 0,37$ với bê tông có cấp độ bền từ B 22,5 trở xuống.

$\alpha_{pl} = 0,25$ tương ứng $\xi_{pl} = 0,3$ với bê tông có cấp độ bền từ B25 trở lên

$\alpha_m \leq \alpha_{pl}$: Đặt cốt đơn

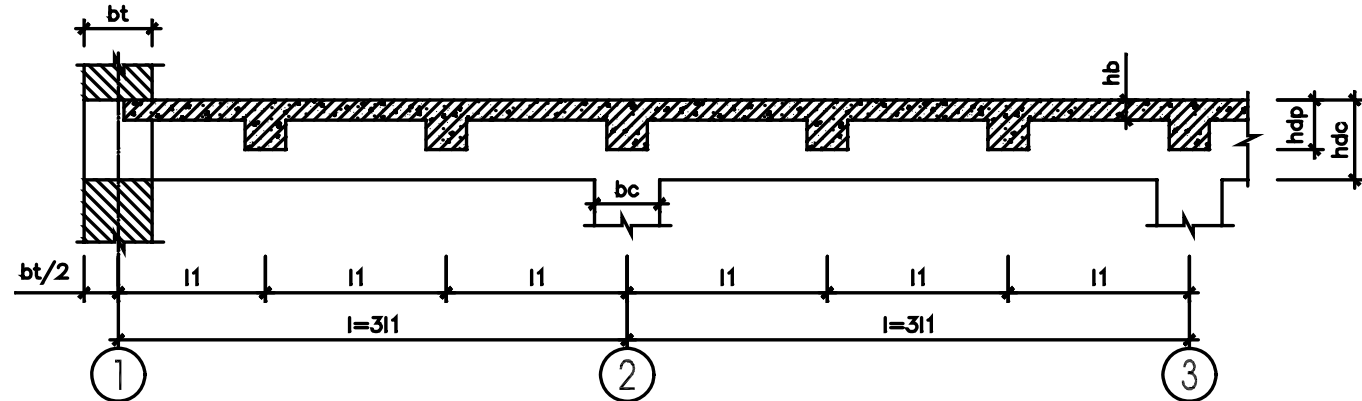
Tính cốt đai:

Dùng trị số tuyệt đối lớn nhất của lực cắt trên mỗi nhịp để tính cốt đai cho dầm. Bỏ qua phần cánh, tính như tiết diện chữ nhật.

d. Tính dầm chính theo sơ đồ đàn hồi

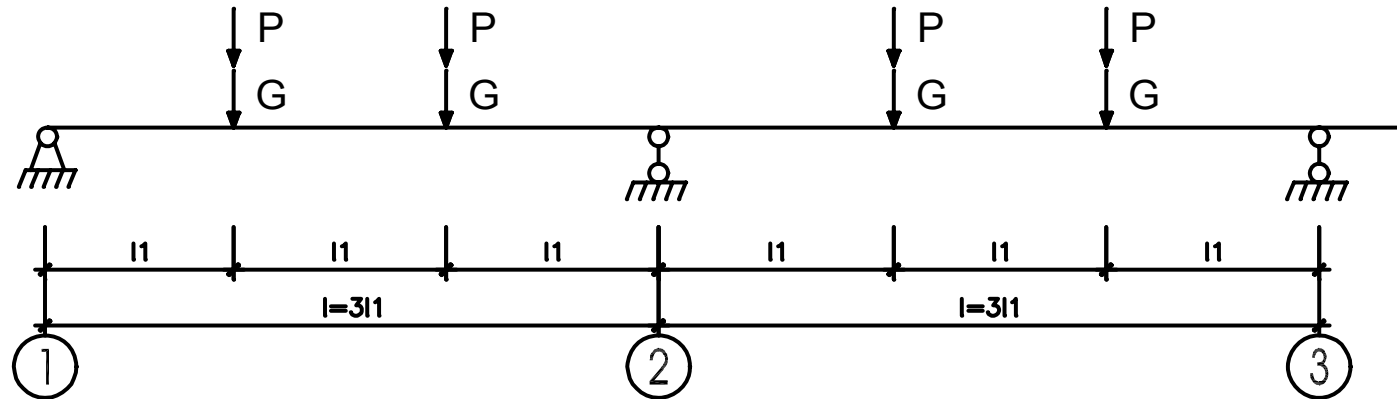
Sơ đồ tính

- Dầm chính cùng với cột tạo thành khung. Thông thường nội lực trong dầm chính được xác định từ việc tính toán khung với tổ hợp các tải trọng đứng và ngang tác dụng vào khung.
- Trường hợp dầm chính kê lên cột, hoặc khi độ cứng đơn vị của dầm lớn hơn bốn lần độ cứng đơn vị của cột, mô men phân phối vào cột nhỏ có thể bỏ qua và tính dầm chính như một dầm liên tục kê lên các cột và tường.



- Nhịp tính toán:
 - + Nhịp giữa lấy bằng khoảng cách giữa các trục cột.
 - + Nhịp biên lấy bằng khoảng cách từ trục cột đến trục tường.

Xác định tải trọng



+ Hoạt tải tập trung P:

$$P = 0,5 p_d l_2^T + 0,5 p_d l_2^P = 0,5 p_d (l_2^T + l_2^P)$$

+ Tĩnh tải tập trung G:

$$G = G_1 + G_0$$

trong đó:

+ G_1 - lực tập trung do dầm phụ truyền vào

$$G_1 = 0,5 g_d (l_2^T + l_2^P)$$

+ G_0 - lực tập trung do trọng lượng bản thân phần sườn dầm chính

$$G_0 = b(h - h_b) l_1 \times \gamma_{bt} \times 1,1$$

ở đây b , h - là bề rộng và bề cao tiết diện chính

Xác định nội lực theo sơ đồ dàn hời:

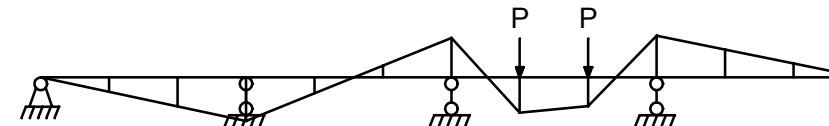
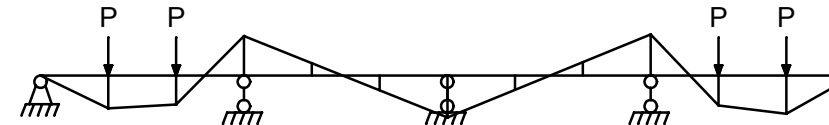
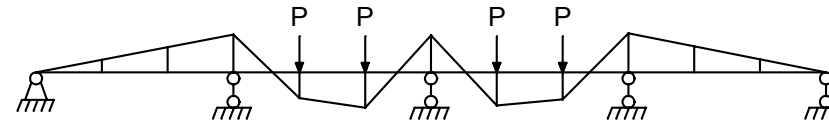
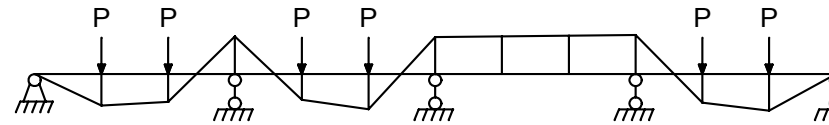
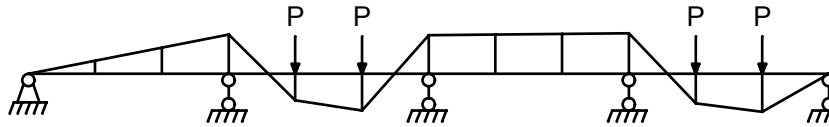
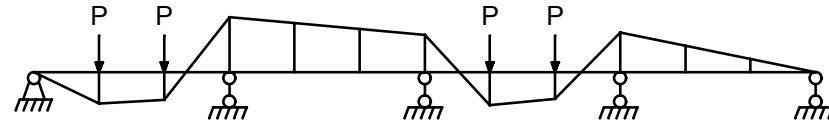
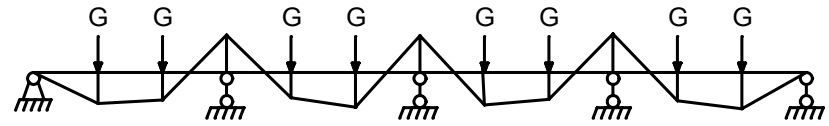
Xác định M_G và M_{pi} :

$$M_G = \alpha G l \quad ; \quad M_{pi} = \alpha P l$$

Xác định Q_G và Q_{pi} :

$$Q_G = \beta G \quad ; \quad Q_{pi} = \beta P$$

α và $\beta \rightarrow$ PL TLTK



Tính toán cốt thép:

+ Tính toán cốt dọc:

- Với các tiết diện chịu mô men dương tính toán theo tiết diện chữ T do cánh (bản sàn) thuộc vùng nén.
- Với các tiết diện chịu mô men âm tính toán theo tiết diện chữ nhật $b \times h$ với chú ý rằng dầm chính được xác định nội lực theo sơ đồ đàn hồi.

+ Tính cốt đai:

- Dùng trị số tuyệt đối lớn nhất của lực cắt trên mỗi dầm để tính cốt đai cho dầm. Bỏ qua phần cánh, tính như tiết diện chữ nhật.

6.2.2. Sàn sườn toàn khối có bản kê bốn cạnh (chịu uốn 2 phương)

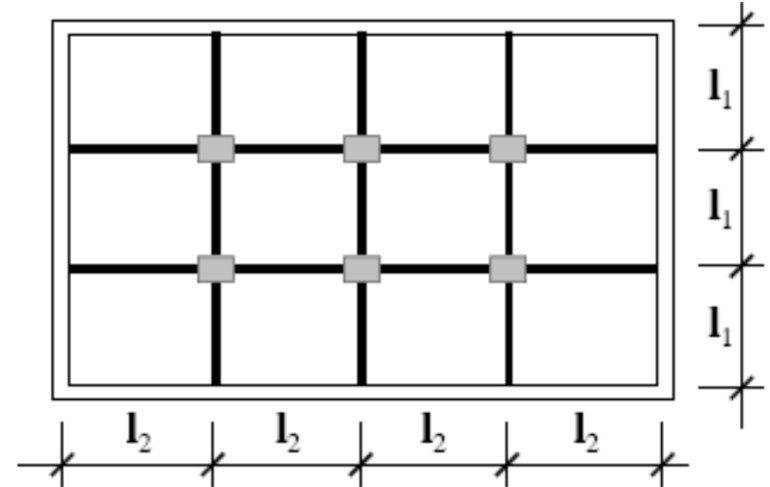
Sơ đồ kết cấu và sự làm việc của bản

Sàn gồm bản sàn và hệ sườn đúc liền khối

+ Tỷ lệ các cạnh của ô bản $\frac{l_2}{l_1} \leq 2$

+ Kích thước các cạnh $l_1, l_2 = 4 - 6\text{m}$

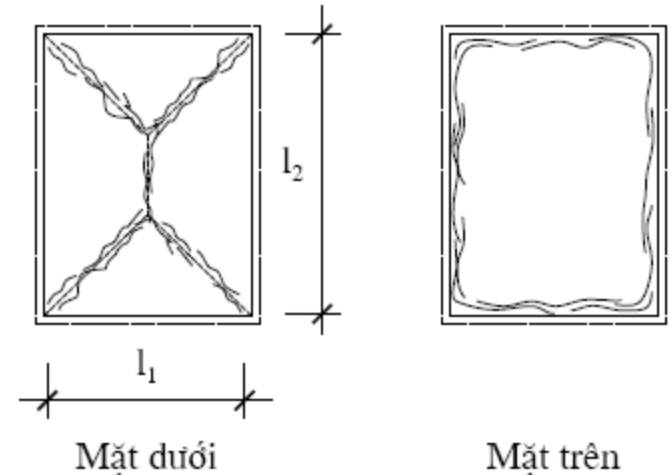
+ Chiều dày bản h_b lấy khoảng $\left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{50}\right)l_1$



Xét một ô bản kê 4 cạnh chịu tải trọng phân bố đều tăng dần, quan sát thấy biến dạng của bản như sau:

+ Mặt dưới của bản: xuất hiện các vết nứt theo phương đường phân giác các góc, còn ở giữa bản có các vết nứt theo phương cạnh dài.

+ Mặt trên: nếu các cạnh là ngàm cứng thì có các vết nứt chạy vòng theo chu vi, nếu kê tự do thì các góc bản sẽ bị vênh lên.



Cầu tạo cốt thép.

Cốt thép chịu lực được đặt theo cả hai phương. Thép giữa nhịp đặt theo tính toán, vào gần gối (dày biên l_k) có thể giảm. Thép trên gối xác định theo mô men uốn. Có thể uốn 1/2 -> 2/3 lượng thép ở nhịp lên và đặt thêm cốt mũ xen kẽ đủ yêu cầu

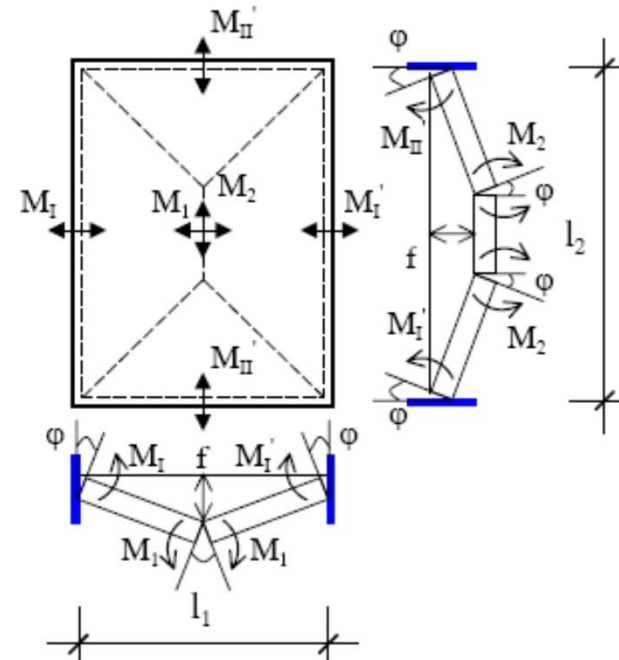
Tính bản sàn

Theo sơ đồ khớp dẻo

Mô men khớp dẻo: $M_{kd} = R_a \cdot F_a \cdot Z$

- Trường hợp cốt thép lớp dưới được bố trí đều:

$$q \frac{l_1^2 (3l_2 - l_1)}{12} = (2M_1 + M_I + M'_I)l_2 + (2M_2 + M_{II} + M'_{II})l_1$$



- Trường hợp cốt thép lớp dưới được bố trí không đều cốt thép chịu mô men dương giữa nhịp gấp đôi dải biên nên

$$q \frac{l_1^2 (3l_2 - l_1)}{12} = (2M_1 + M_I + M'_I)l_2 + (2M_2 + M_{II} + M'_{II})l_1 - (M_1 + M_2) \frac{l_1}{2}$$



Chương 7

NGUYÊN LÝ THIẾT KẾ KẾT CẤU BTCT VÀ GIẢI PHÁP KẾT CẤU CÔNG TRÌNH



§7.1. Nguyên lý thiết kế kết cấu BTCT

- Mối quan hệ giữa kiến trúc và kết cấu
- Tính khả thi của phương án thiết kế.

7.1.1. Quan hệ giữa kiến trúc và kết cấu.

Quan hệ giữa kiến trúc và kết cấu là mối quan hệ hữu cơ, gắn bó hết sức chặt chẽ với nhau. Hình dáng và không gian kiến trúc được thể hiện trên cơ sở hệ kết cấu công trình.

Mối liên quan giữa KT và KC cần phải đảm bảo :

- Những phương án kiến trúc đã phải chứa đựng những nội dung cơ bản của các phương án kết cấu
- Xa rời nội dung kết cấu trong sáng tác kiến trúc sẽ hoặc mắc sai lầm về tính khả thi của công trình hoặc là chỉ đạt tới những phương án gò bó, thiếu mỹ quan, sinh động và độc đáo

7.1.2. Tính khả thi của phương án thiết kế.

Phương án thiết kế có được chấp nhận và đưa vào thiết kế hay không phụ thuộc vào nhiều yếu tố. Những yếu tố chung nhất có thể kể đến là:

- Thoả mãn những yêu cầu kỹ thuật trong sử dụng hiện tại và lâu dài, thoả mãn các yêu cầu về bền vững phù hợp với niên hạn sử dụng, thoả mãn các yêu cầu về phòng chống cháy nổ và có thể thi công được trong điều kiện thiết bị kỹ thuật cho phép (thiết bị đang có, thuê mượn hoặc được phép mua).
- Giá thành công trình (theo dự toán có xét đến) không vượt quá kinh phí đầu tư.

7.1.3. Các yêu cầu về kinh tế kỹ thuật.

a) Về mặt kỹ thuật:

Kết cấu được chọn phải có hình dạng kích thước thích ứng với không gian và hình khối kiến trúc.

- Sơ đồ kết cấu phải rõ ràng
- Vật liệu làm kết cấu phải được chọn căn cứ vào điều kiện thực tế cho phép và yêu cầu cụ thể đối với công trình đang thiết kế

- Kết cấu phải được tính toán với tải trọng và tác động có thể xảy ra.
- Kết cấu phải được tính toán với mọi tải trọng có thể xảy ra trong quá trình sử dụng và trong quá trình thi công.
- Các kết cấu dạng thành mỏng cần được tính toán có kể đến tính phi tuyến của bê tông cốt thép.
- Phương án được chọn phải phù hợp với khả năng kỹ thuật thi công đang có hoặc sẽ có.
- Khi chọn phương án kết cấu và thi công thường phải cân nhắc đến kết cấu toàn khối (đổ tại chỗ), kết cấu lắp ghép và kết cấu nửa lắp ghép.

b) Về mặt kinh tế:

- Kết cấu phải có giá thành hợp lý.
- Kết cấu phải được thiết kế sao cho tiến độ thi công được bảo đảm.

7.1.4. Những nguyên tắc cấu tạo.

- Chọn hình dáng và kích thước tiết diện cần phải xuất phát từ điều kiện thi công thực tế.
- Chọn hình dáng và kích thước tiết diện còn thoả mãn các yêu cầu về chống thấm và xét đến các yếu tố ăn mòn của môi trường.
- Cốt thép dọc trong tiết diện phải được bố trí theo các yêu cầu về khoảng cách tối thiểu và tối đa đối với từng loại cấu kiện và cách đổ bê tông (toàn khối hay lắp ghép, đổ bê tông khi cấu kiện dựng đứng hay nằm ngang v.v...).
- Chọn đường kính cốt thép thích hợp sẽ là thay đổi số lượng thanh thép trong tiết diện do đó không chế không chế được khoảng cách cốt thép theo yêu cầu.
- Các chi tiết mối nối được nghiên cứu thận trọng để đảm bảo dễ thi công và do đó dễ đảm bảo chất lượng.
- Phải đảm bảo các quy định về neo, uốn, nối cốt thép, khoảng cách cốt đai ở khu vực mối nối.
- Cốt thép cấu tạo dùng để chịu những nội lực xuất hiện do sự không phù hợp giữa sơ đồ tính toán và kết cấu thật,
- Nhiều loại cốt thép cấu tạo dùng để chịu những ứng suất do co ngót của bê tông, do sự thay đổi nhiệt độ mà trong tính toán không kể đến

7.1.5. Khe nhiệt độ và khe lún.

Ngoài biến dạng do tác dụng của tải trọng, kết cấu bê tông cốt thép còn bị biến dạng co lại hoặc giãn ra tùy theo nhiệt độ của môi trường giảm xuống hay tăng lên so với nhiệt độ khi chế tạo kết cấu.

a) Khe nhiệt độ

- Chiều dài kết cấu và sự chênh lệch nhiệt độ càng lớn thì nội lực phát sinh càng lớn, có thể gây nên vết nứt làm hư hỏng hoặc giảm tuổi thọ kết cấu.
- Bề rộng khe nhiệt độ thông thường từ 2 đến 3cm
- Khoảng cách giữa các khe nhiệt cần xác định bằng tính toán.

b) Khe lún

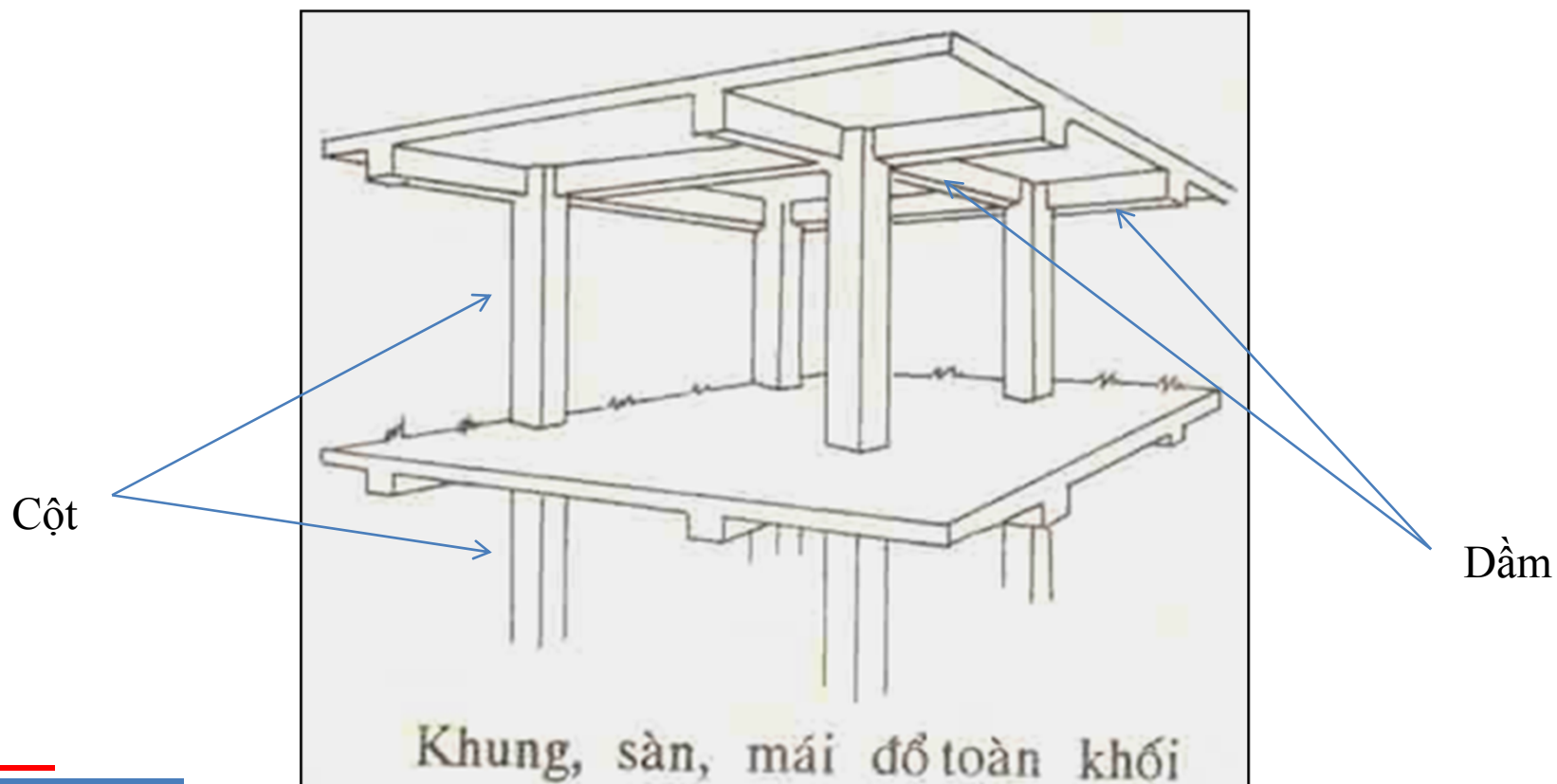
- Công trình có thể bị lún không nhiều do nền đất không đồng nhất trong phạm vi móng của nó, do tải trọng phân bố không đều trên mặt bằng.
- Bề rộng khe lún bằng từ 2 đến 3 cm.
- Người ta thường kết hợp khe lún và khe nhiệt độ với nhau như vậy chúng có thể làm cả nhiệm vụ của khe co giãn (của bê tông) và ngăn cách các tác động động lực.

§ 7.2. Kết cấu khung

7.2.1. Khái niệm chung, phân loại, ưu nhược điểm.

a. Khái niệm

Trong xây dựng nhà cửa, kết cấu khung được tạo nên bởi cột và dầm liên kết với nhau bằng mắt cứng hoặc khớp, chúng cùng với sàn hoặc mái tạo nên kết cấu không gian có độ cứng lớn.



b. Phân loại

+ Theo sơ đồ kết cấu:

- Khung bê tông cốt thép nhà một tầng, một nhịp.
- Khung bê tông cốt thép nhà một tầng, nhiều nhịp.
- Khung bê tông cốt thép nhà một nhịp, nhiều tầng.
- Khung bê tông cốt thép nhà nhiều nhịp, nhiều tầng.

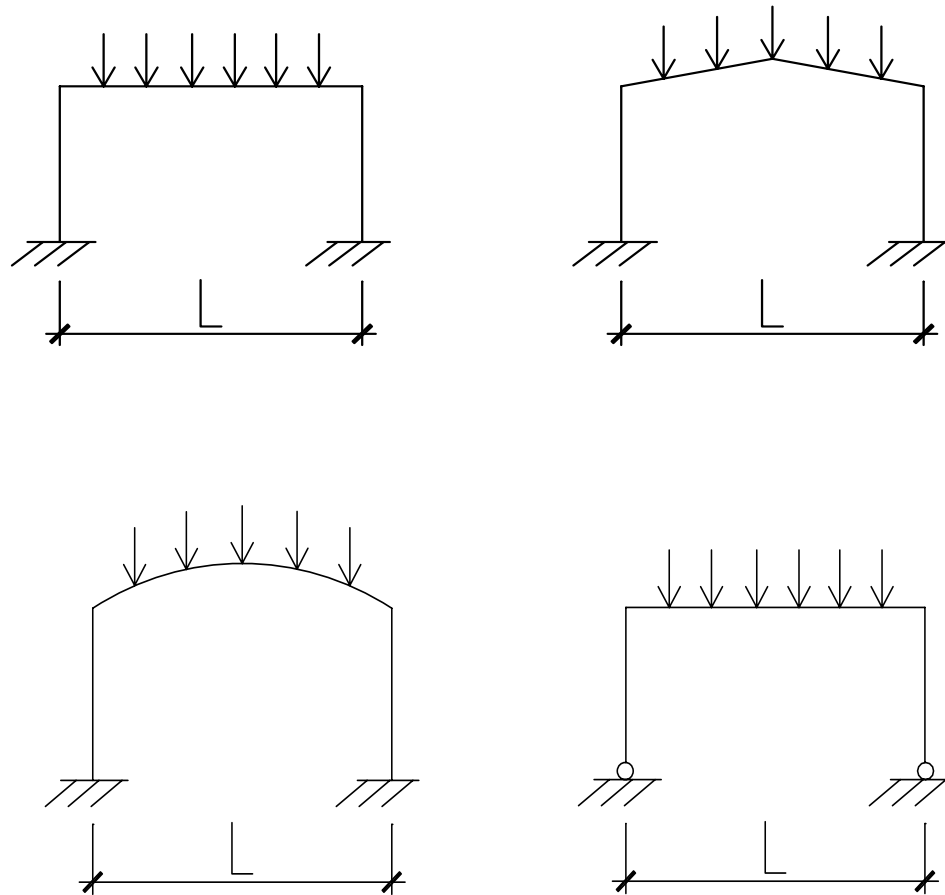
+ Theo phương pháp thi công:

- Khung bê tông cốt thép thi công toàn khối: dùng phổ biến trong nhà dân dụng, độ cứng toàn khung lớn, dễ chế tạo nút cứng.
- Khung bê tông cốt thép thi công lắp ghép từ các cấu kiện dầm, cột: thi công nhanh, ít cần cốp pha cây chống nhưng độ cứng toàn khung kém, tồn thép.

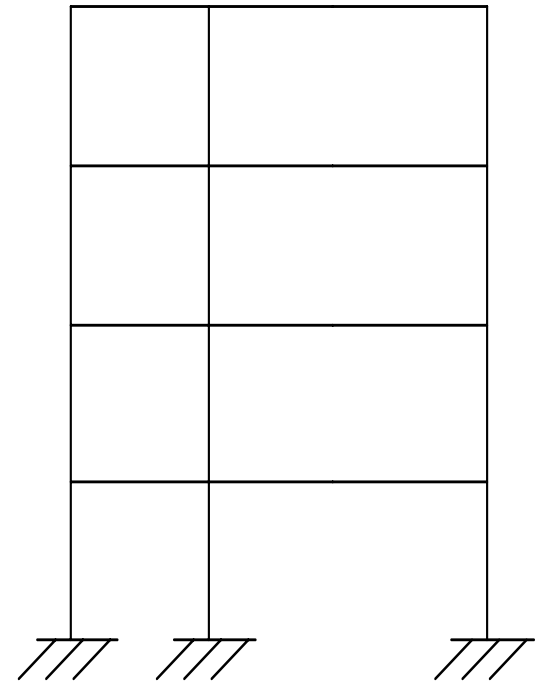
7.2.2. Khung BTCT đổ toàn khối.

a. Những sơ đồ cơ bản

Nhà một nhịp



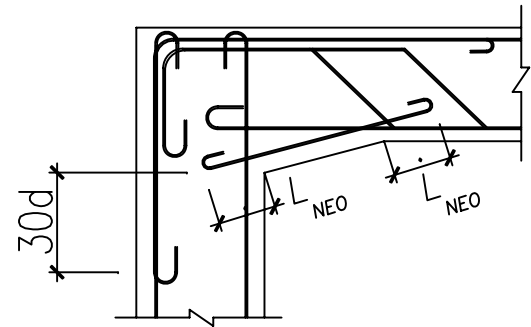
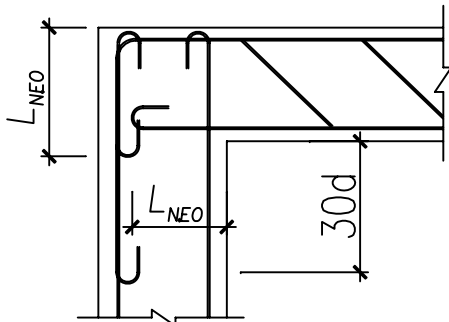
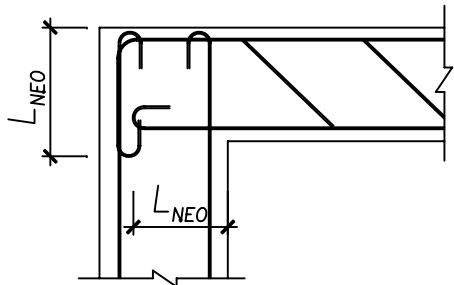
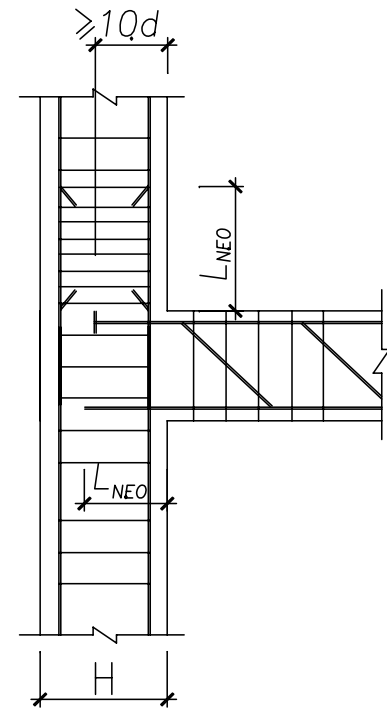
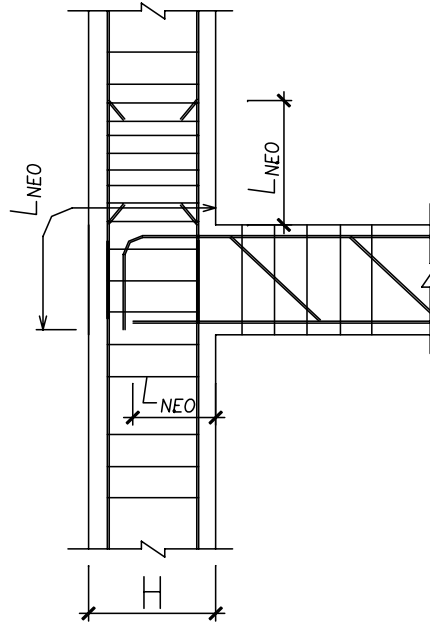
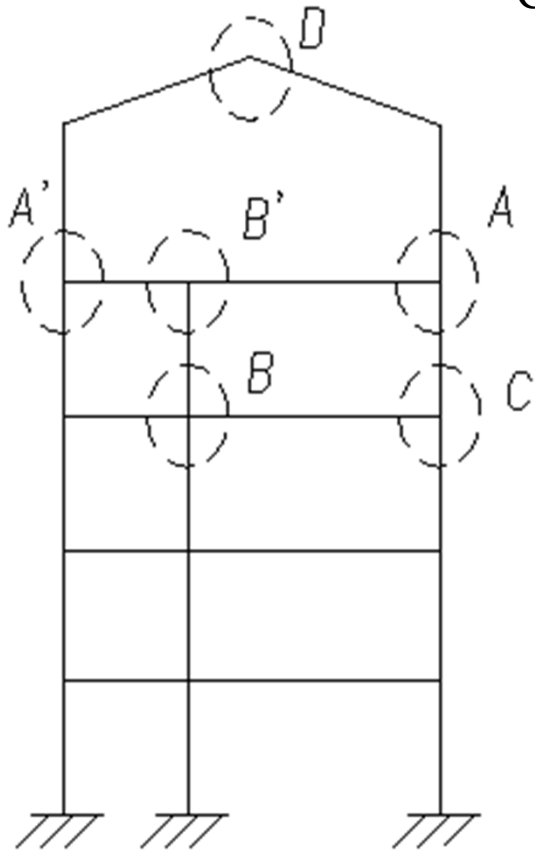
Nhà nhiều nhịp, nhiều tầng



b. Cấu tạo khung toàn khối

- Khung gồm các thanh và các nút. Các thanh là các cấu kiện chịu uốn (dầm, xà ngang) và cấu kiện chịu nén lệch tâm (cột, xà ngang gãy khúc, xà ngang cong), cũng có khi là cấu kiện chịu kéo lệch tâm (khi khung đóng vai trò là vách cứng của cấu kiện chịu vỏ mỏng không gian). Việc cấu tạo các thanh chịu uốn, chịu kéo nén lệch tâm dùng cốt thép mềm trong điều kiện hàm lượng cốt thép bình thường ($\mu < 3\%$).
- Đối với khung nhà cao tầng do nội lực trong khung khá lớn và nhu cầu giảm nhỏ tiết diện nên người ta có thể đặt cốt thép mềm với hàm lượng cao hơn ($\mu > 3\%$) hoặc đặt cốt cứng.

Cấu tạo các nút biên

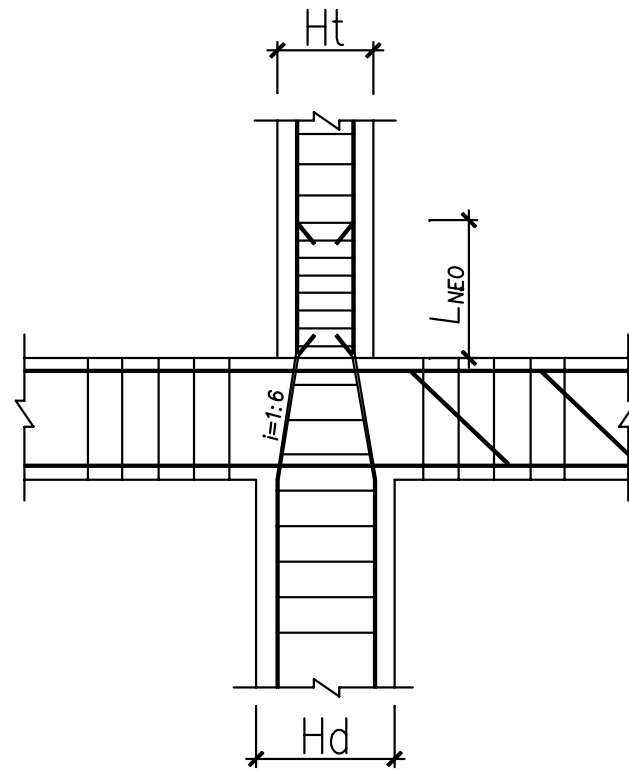
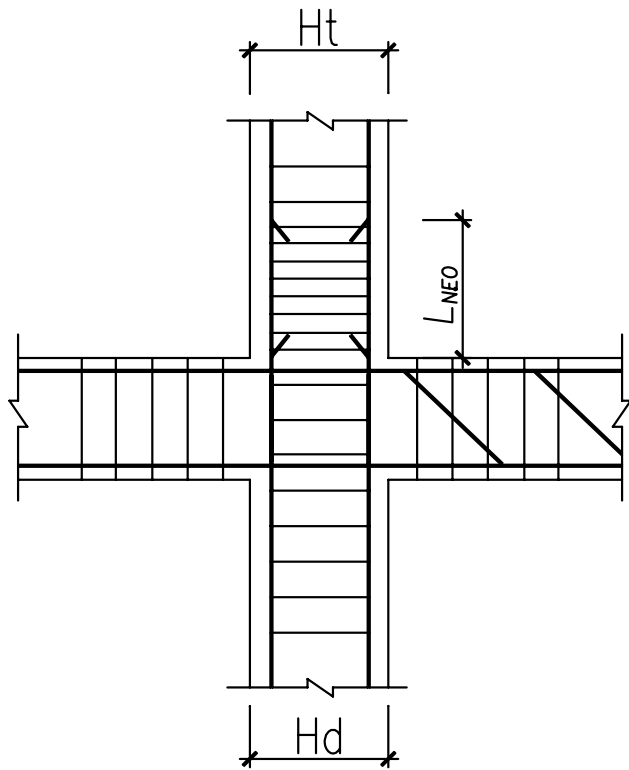


$$\frac{e_0}{h} \leq 0.25$$

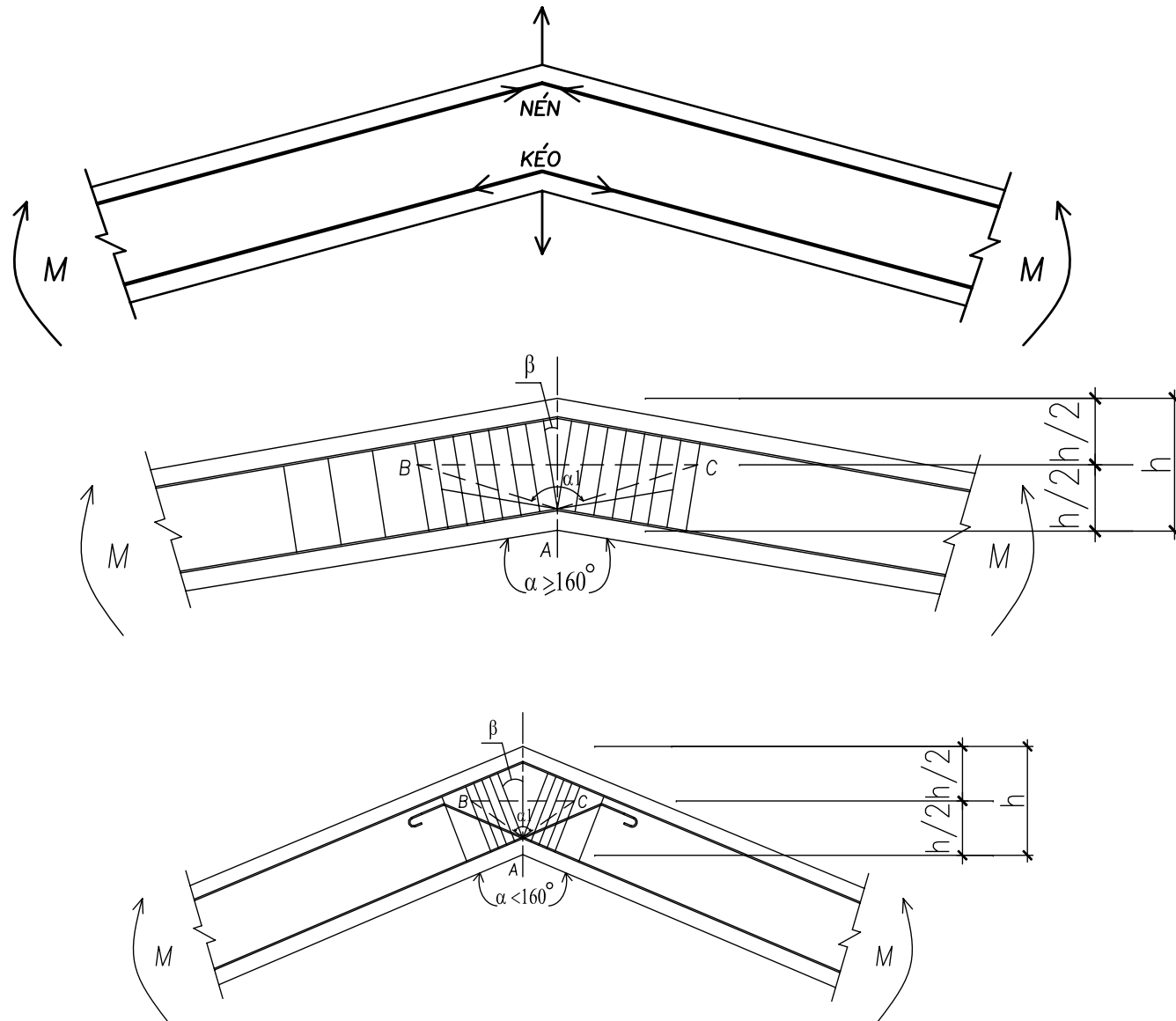
$$0.25 < \frac{e_0}{h} \leq 0.5$$

$$\frac{e_0}{h} > 0.5$$

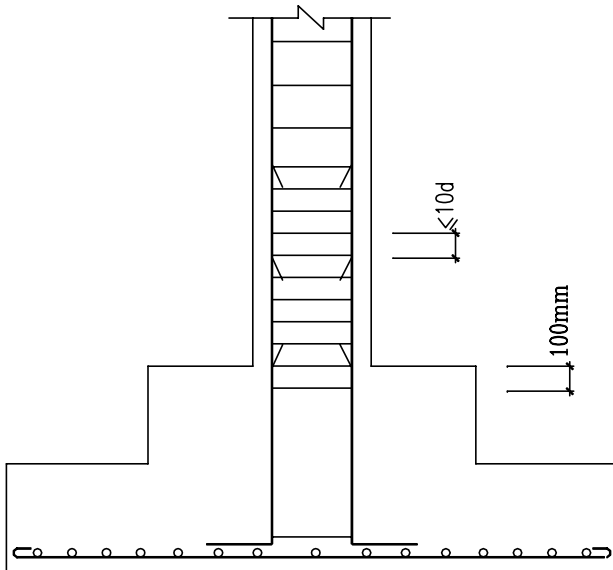
Cấu tạo nút nối cột giữa với xà ngang



Cấu tạo nút chỗ xà ngang bị gãy khúc

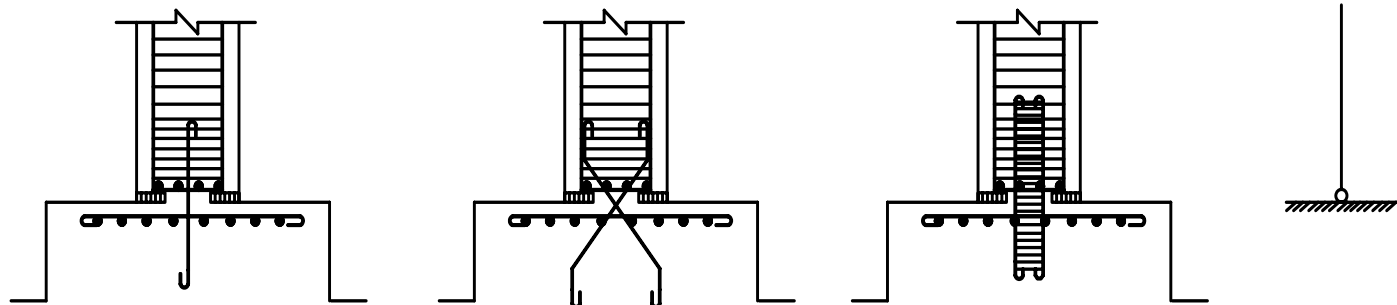


Cấu tạo mối nối cứng giữa cột và móng



- Cốt thép dọc trong cột phải kéo thẳng xuống móng.
- Phải đảm bảo yêu cầu nối không quá 50% diện tích cốt chịu kéo bằng thanh có gờ và không quá 25% diện tích cốt chịu kéo bằng thanh cốt trơn ở một tiết diện hoặc trên hoặc trên đoạn nhỏ hơn chiều dài neo.

Cấu tạo mối nối khớp giữa cột và móng

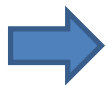
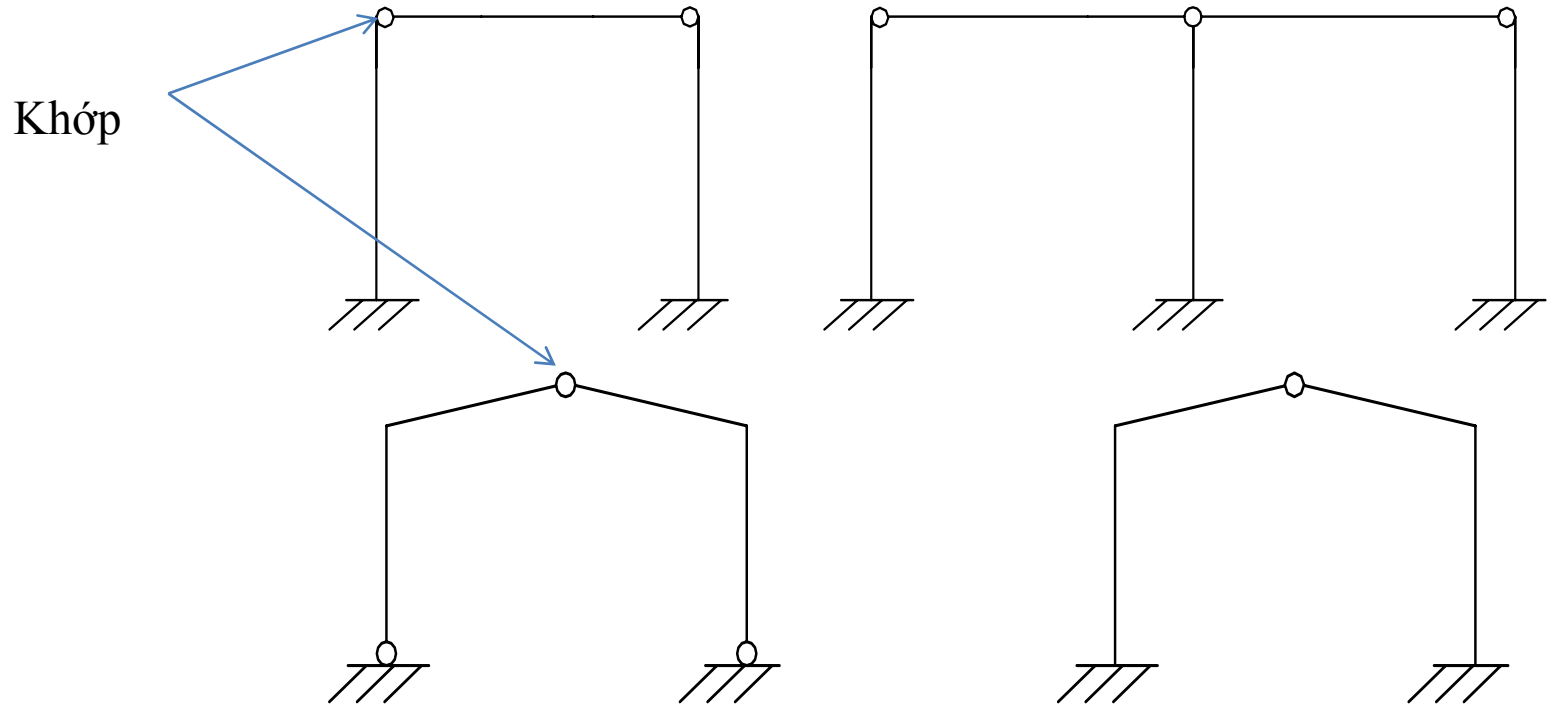


Khớp được hình thành do tiết diện bị giảm yếu (theo phương tác dụng của mômen uốn), độ cứng bị giảm đột ngột, nếu có xuất hiện mômen ở chân cột thì giá trị của mômen cũng không lớn. Chiều cao tiết diện ở khớp chỉ còn bằng từ 1/2 đến 1/3 chiều cao tiết diện nguyên

7.2.3. Khung BTCT lắp ghép.

a. Sơ đồ khung lắp ghép

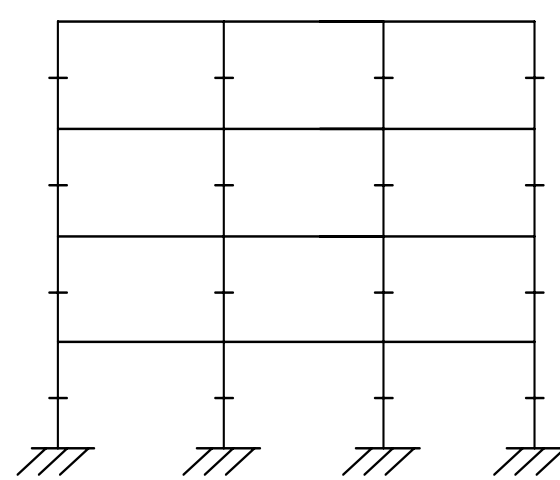
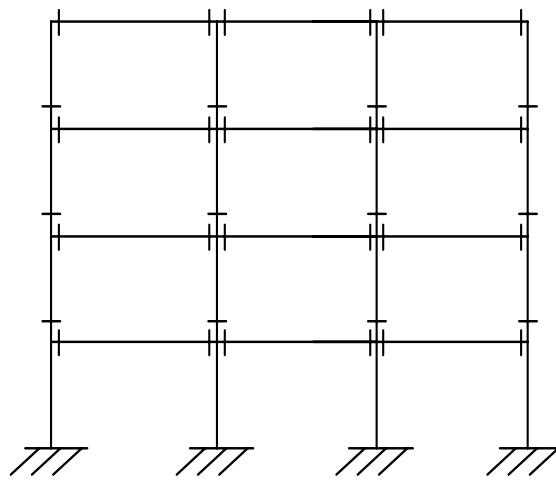
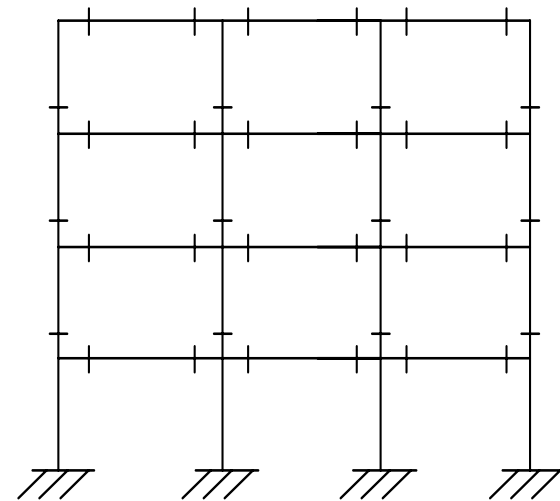
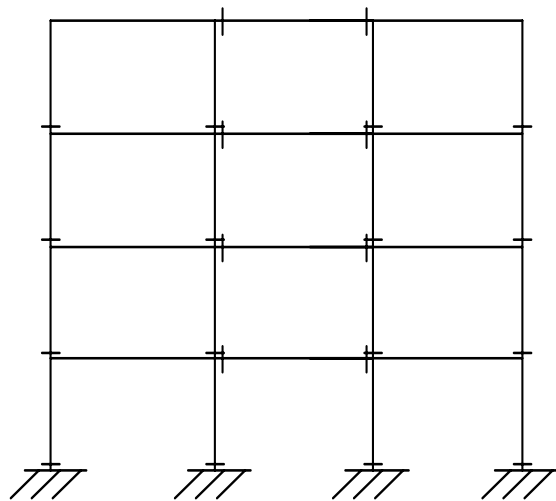
Tạo nút cứng liên kết khó khăn



Sử dụng rộng rãi trong kết cấu nhà công nghiệp

Mỗi nối có thể là khớp (chỉ truyền lực cắt và lực dọc), cũng có thể là cứng (phải truyền cả lực cắt, lực dọc và mômen). Dù là mỗi nối khớp hay cứng thì sau khi nối phải đảm bảo cho kết cấu có đặc trưng làm việc giống như sơ đồ tính toán, nghĩa là làm việc như một kết cấu không bị chia cắt.

b. Sơ đồ khung nửa lắp ghép



Cấu tạo mối nối khung lắp ghép và nửa lắp ghép

Mối nối khung lắp ghép có thể được chọn một trong hai loại:

- + *mối nối ướt*,
- + *mối nối khô*.

- ***Mối nối ướt***: được hoàn thành bằng cách đặt cốt thép liên kết và đổ bê tông tại chỗ để nối hai cấu kiện lắp ghép lại với nhau. Khả năng chịu tải của mối nối chỉ đạt được khi bê tông đổ vào mối nối đủ cường độ. Dùng khi M lớn ($e_0 > 0,2h$).

Ưu điểm của mối nối này là dễ thi công, chi phí thép cho mối nối ít và không cần phải hàn tại hiện trường, mối nối được bảo vệ tốt.

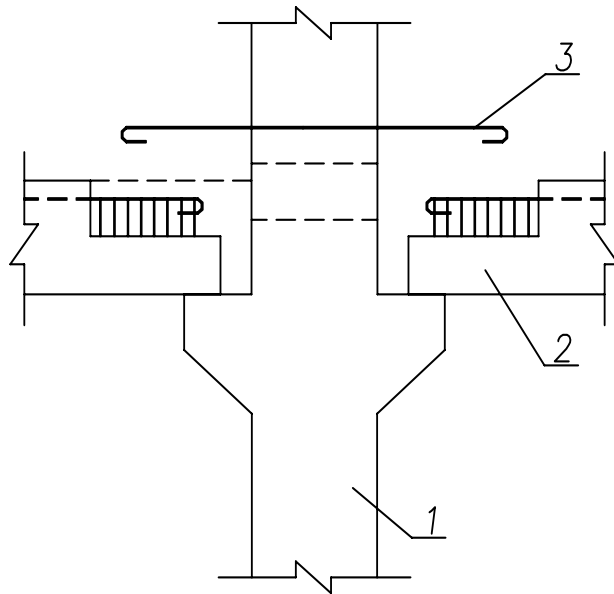
Nhược điểm của mối nối ướt là phải đổ bê tông tại chỗ, việc thi công mối nối ướt đòi hỏi phải có sự giám sát kỹ thuật chặt chẽ, khó quản lý chất lượng, phải chờ bê tông khô cứng mới đảm bảo khả năng chịu tải của mối nối.

- ***Mối nối khô***: được thực hiện thông qua hàn nối những chi tiết bằng thép đặt ở đầu cấu kiện (các chi tiết này phải được nối với cốt thép chịu lực) thường được gọi là chi tiết chôn sẵn. Dùng khi M nhỏ ($e_0 \leq 0,2h$).

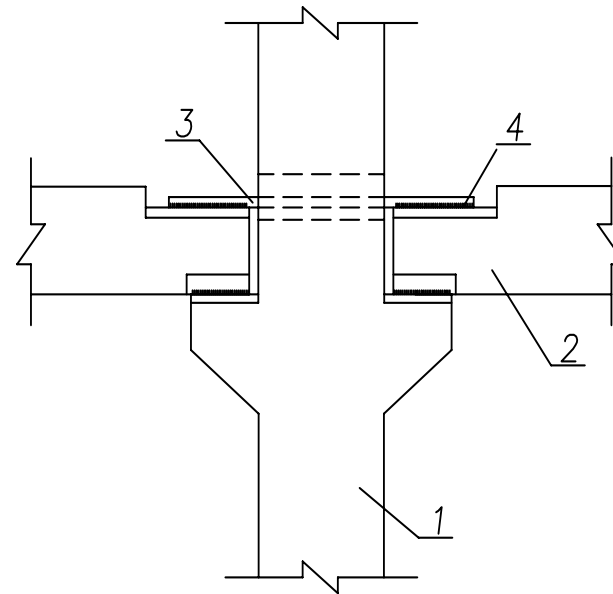
Ưu điểm của mối nối khô là ngay sau khi hàn, mối nối đã có thể chịu lực và có thể tiếp tục quá trình lắp ghép.

Nhược điểm của nó là chi phí thép bản và thép hình cho mối hàn khá lớn, đòi hỏi thợ hàn giỏi, độ chính xác cao khi chế tạo và lắp ghép.

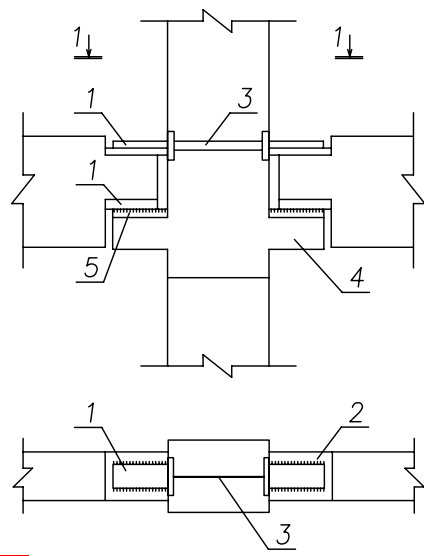
Mối nối ướt



Mối nối khô



1- Cột; 2 - Dầm; 3 - Thép nối; 4- Đường hàn



Mối nối khớp giữa cột và dầm

1, 2 và 5 – các chi tiết chôn sẵn
3 – thép bản dùng để nối
4 – côngxon

§ 7.3. Kết cấu mái

1. Khái niệm chung và phân loại

Kết cấu mái phải đảm bảo yêu cầu về cách nhiệt, chống dột, chịu được mưa nắng, do vậy các lớp cấu tạo của mái khác với các lớp cấu tạo của sàn. Mái lắp ghép có thể chia ra hệ có xà gồ hoặc không có xà gồ.

Phân loại:

Theo hình dáng:

- + mái phẳng ;
- + mái vỏ mỏng không gian.

Theo độ dốc i của mái:

- + $i \leq 1/8$ gọi là *mái bằng*,
- + $i > 1/8$ gọi là *mái dốc*

Theo phương pháp thi công :

- + Mái toàn khối;
- + Mái lắp ghép.

2. Dầm mái.

a. Cấu tạo:

Dầm mái là kết cấu đỡ mái, thường là xà ngang của khung hoặc dầm độc lập gác lên tường hoặc trụ.

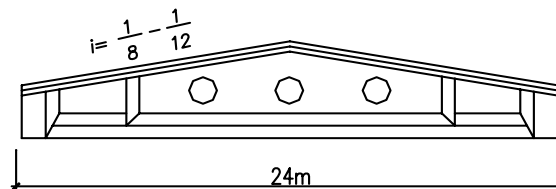
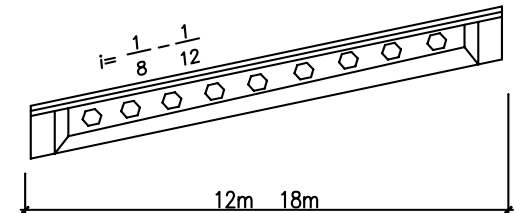
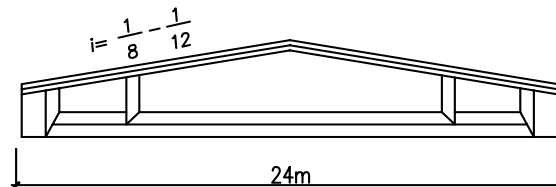
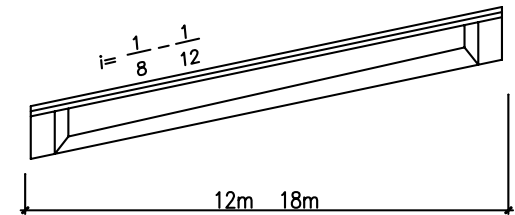
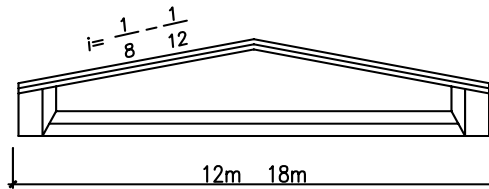
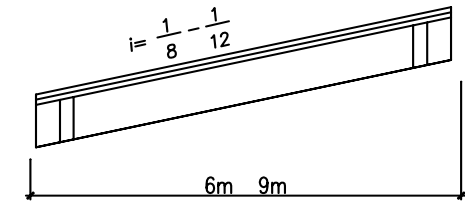
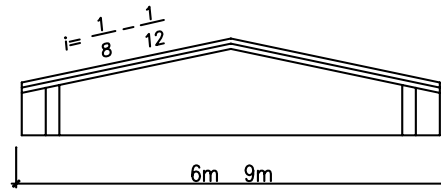
Chiều cao dầm mái

+ chiều cao giữa dầm:

$$\left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15}\right) \times L$$

+ chiều cao đầu dầm:

$$\left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{35}\right) \times L$$



+ Chiều dày bản bụng

$\geq 80\text{mm}$ nếu đổ bê tông theo phương đứng;

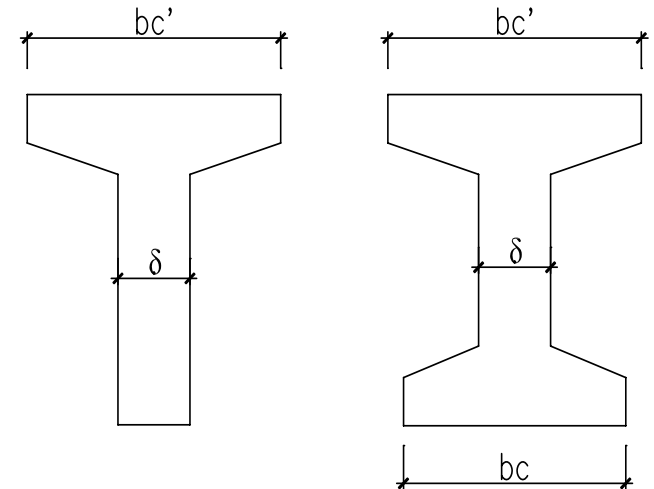
$\geq 60\text{mm}$ nếu đổ bê tông theo phương ngang;

$\geq 90\text{mm}$ - khi dầm có cốt thép ứng lực trước thì chiều dày bản bụng.

+ Chiều rộng cánh chịu nén b_c' phụ thuộc vào điều kiện ổn định khi chế tạo, vận chuyển, cầu lắp và chiều sâu tối thiểu của Panen mái:

$$b_c' = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{60}\right) \times L$$

trong thực tế thường lấy $b_c' = 200 \div 400\text{mm}$

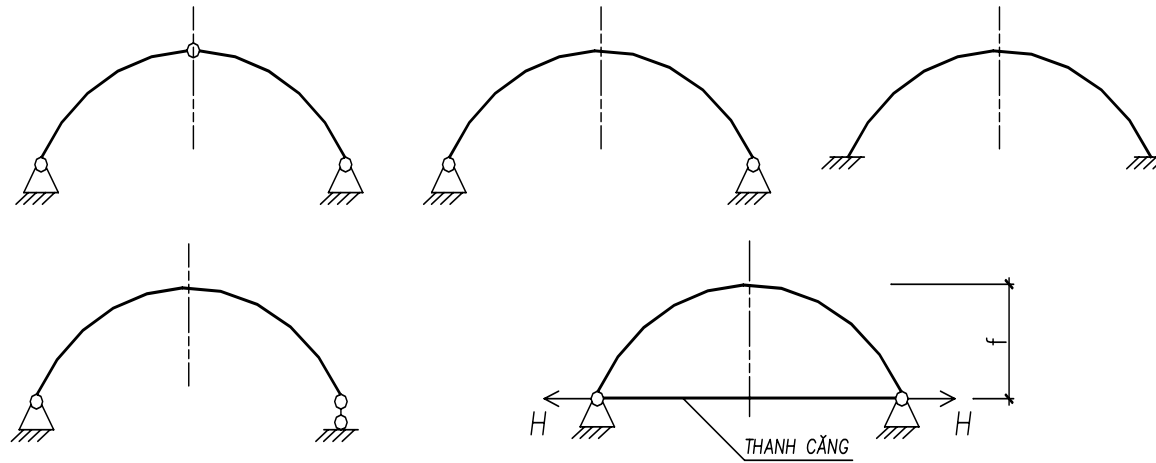


+ Chiều rộng cánh hạ b_c có thể nhỏ hơn b_c' nó phụ thuộc vào việc bố trí cốt thép chịu kéo trong dầm và cường độ của dầm khi buông thép ứng lực trước, thực tế thường lấy $b_c = 200 \div 250\text{mm}$ hoặc lớn hơn.

3. Vòm mái.

Cấu tạo chung:

Vòm mái bê tông cốt được dùng làm kết cấu chịu lực của mái nhà có nhịp trên 18m.



Vòm bê tông cốt thép có thể là vòm ba khớp, vòm hai khớp hoặc vòm không khớp.

- + Vòm ba khớp thường được lắp ghép từ hai nửa vòm (hai khớp ở chân và một khớp ở đỉnh).
- + Vòm hai khớp hay gập trong thực tế là vòm có thanh căng.
- + Vòm không khớp thường được thi công liền khối, tựa trực tiếp lên móng, lực xô ngang được truyền trực tiếp xuống móng. Có những trường hợp người ta tận dụng các kết cấu ở hai bên để chịu lực xô ngang của vòm

Độ vòm của vòm

$$f = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{8}\right)l$$

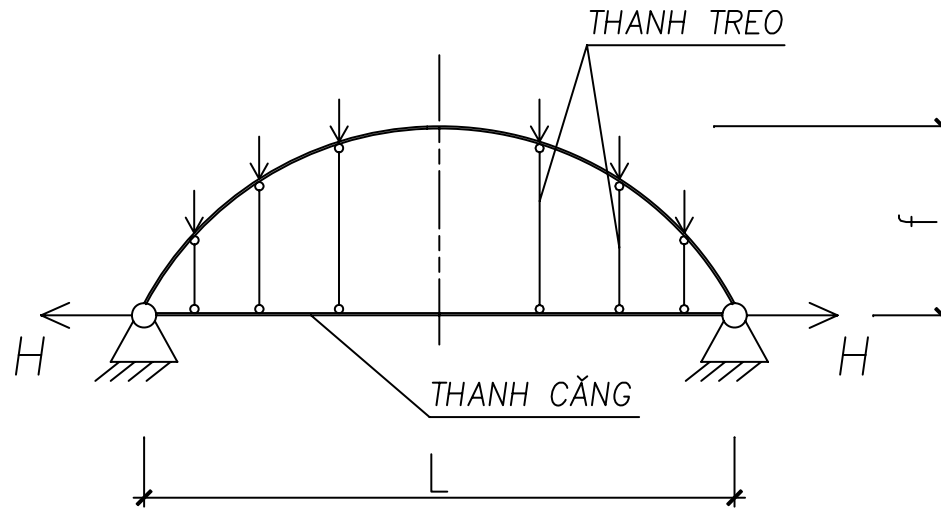
trong đó l – nhịp của vòm

Tiết diện vòm có thể là chữ nhật hoặc chữ I, chiều cao tiết diện vòm có thể lấy bằng:

$$h = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{40}\right)l$$

Bảng Tiết diện thân vòm và số thanh treo trong vòm

Nhịp vòm, m	12	15	18	21	24	27	30
Chiều cao h , cm	40 - 45	45 - 50	50 - 60	60 - 70	70 - 75	75 - 80	80 - 85
Chiều rộng b , cm	20	20 - 25	25	25 - 30	25-30	30-35	30-35
Số lượng thanh treo	2		3		4	5	



- Thân vòm cầu tạo như cầu kiến chịu nén lệch tâm hoặc phải chịu kéo lệch tâm.
- Thanh căng bằng thép hoặc bằng BTCT, BTCT ULT. Có thể dùng thép hình, thép tròn làm thanh căng neo.
- Neo thanh căng vào gối tựa phải đảm bảo chắc chắn như hàn với thép đặt sẵn ở gối hoặc neo bằng bulông. Nếu vòm nhịp lớn nên dùng thanh căng có dự ứng lực trước, lực căng trước có thể lấy bằng lực xô ngang do tải trọng tĩnh gây ra.

§ 7.4. Kết cấu nhà cao tầng

1. Giới thiệu chung, phân loại

a. Giới thiệu chung

- Dân số các thành phố tăng lên nhanh chóng;
- Diện tích xây dựng ngày càng thiếu;



Nhà nhiều tầng đã trở thành một biểu tượng điển hình của nền văn minh và tiến bộ KHKT;

- Có thể định nghĩa: Nhà nhiều tầng là công trình mà chiều cao của nó ảnh hưởng tới ý đồ và cách thức thiết kế;**

Phân loại nhà cao tầng theo số tầng

- + Nhà cao tầng loại 1: 9 – 16 tầng (50m);
- + Nhà cao tầng loại 2: 17 – 25 tầng (75m);
- + Nhà cao tầng loại 3: 26 – 40 tầng (100m);
- + Nhà cao tầng loại 4: từ 40 tầng trở lên (gọi là nhà siêu cao tầng);

• Ví dụ về nhà cao tầng trên thế giới:



**Sears
Tower**

Xây tháng 8/1970. Hoàn thành tháng 5/1973. Cao nhất Hoa Kỳ, cao 443m (109 tầng). Năm 2000 lắp đặt thêm Ăng ten nên chiều cao là 527m, Năm 2009 đổi tên thành Willis Tower. Có khoảng 16500 người làm việc, 102 thang máy....



**101
Tower**

Trung tâm tài chính Đài Loan, Khởi công tháng 1 năm 1998, Đưa vào sử dụng tháng 12/2004, cao 449m (101 tầng và 5 tầng hầm). Nếu tính đến phần chóp thì cao 509m



**Petronas
Tower**

Khởi công tháng năm 1991, khánh thành năm 1998, cao 378m (88 tầng). Nếu tính đến phần chóp ăng ten thì cao 452m

Khalifa Tower



Xây tháng 9/2004. Hoàn thành tháng 10/2009. Cao nhất Hoa Kỳ, cao 828m (160 tầng). Có thể chứa 30.000 người tới ở và làm việc.

Kingdom Tower



Sẽ khởi công tháng 12 năm 2011, dự kiến đưa vào sử dụng tháng 2017, cao 1000 m (trước đây là 1600m).

• Ví dụ về nhà cao tầng Ở VN:



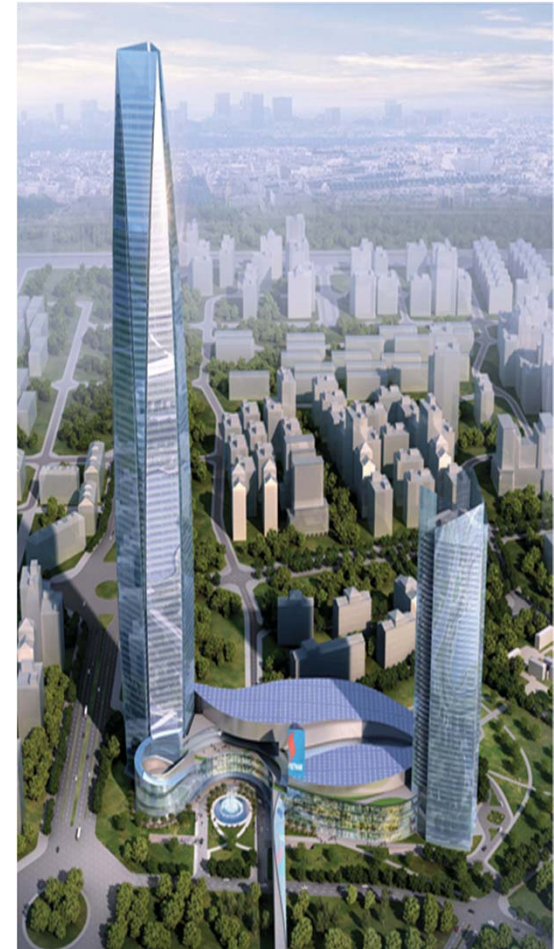
**Bitexco
Tower**

**Khởi công tháng năm 2007,
khánh thành 10 năm 2010,
cao 262m (68 tầng), cao thứ
101 trên TG)**



**Keangnam Hanoi
Landmark Tower**

**Khởi công tháng 2007, dự
kiến hoàn thành 2011, cao
336 m (68+2 tầng), cao thứ
17 trên TG.**



**Dự kiến khởi công 2012, cao
400m (79 tầng).**

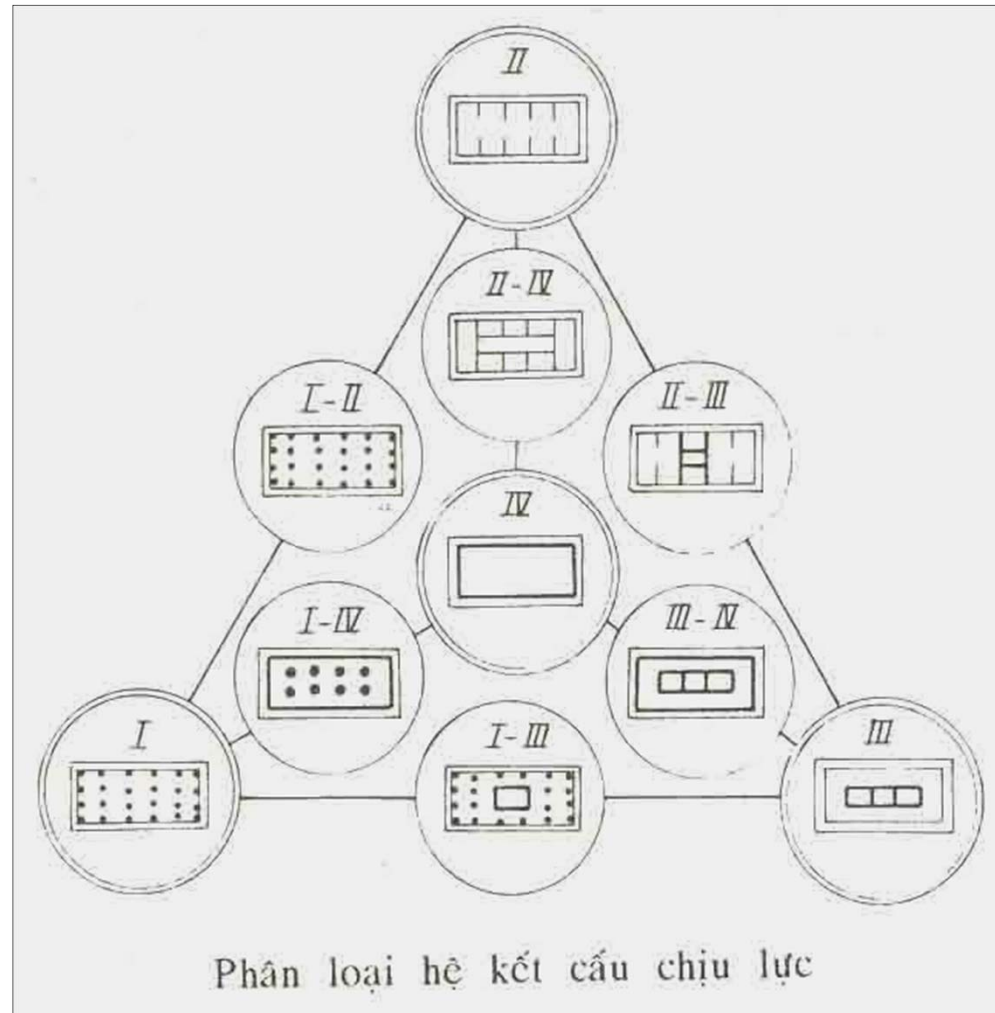
2. Phân loại nhà cao tầng

- ❑ Phân loại theo mục đích sử dụng: Nhà ở, nhà làm việc, hỗn hợp...
- ❑ Phân loại theo hình dáng:
 - ❖ Nhà tháp: có mặt bằng vuông, tròn, đa giác. Giao thông theo phương đứng tập trung tại một khu vực.
 - ❖ Nhà thanh: có mặt bằng CN, có nhiều đơn vị giao thông theo phương đứng.
- ❑ Phân loại theo VL cơ bản dùng để XD:
 - ❖ Nhà kết cấu BTCT
 - ❖ Nhà kết cấu thép
 - ❖ Nhà hỗn hợp kết cấu thép + BTCT

2. CÁC HỆ KẾT CẤU CHỊU LỰC VÀ SƠ ĐỒ LÀM VIỆC

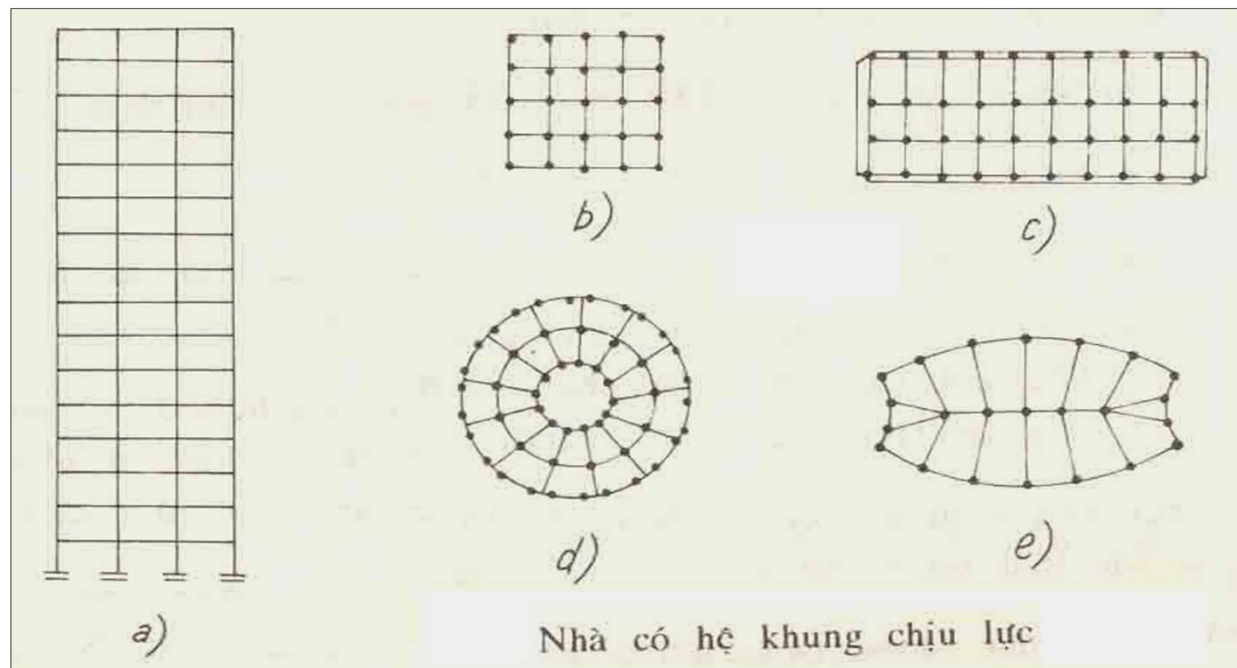
2.1. Các hệ kết cấu chịu lực cơ bản

- Hệ cơ bản;
- Hệ khung (I);
- Hệ tường (II);
- Hệ lõi (III);
- Hệ hộp (IV);
- Tổ hợp của các hệ cơ bản.

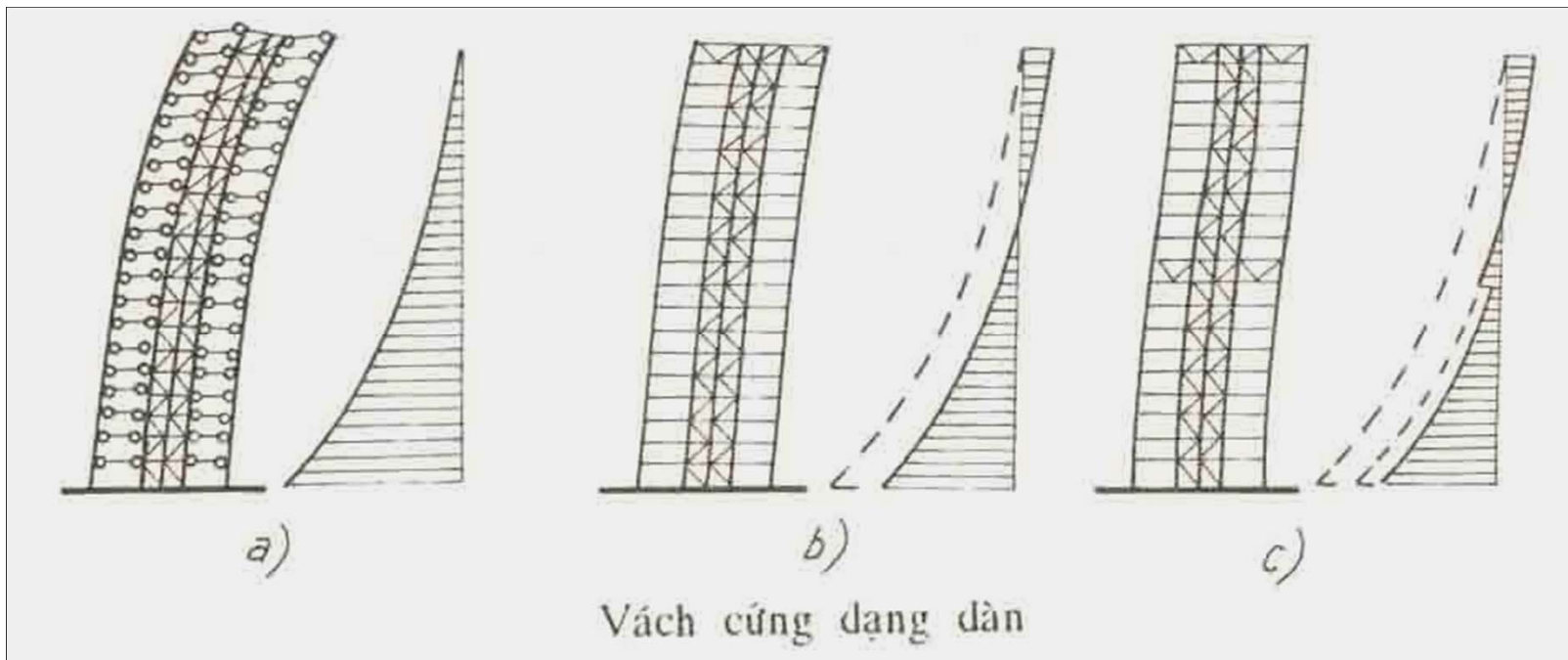


a. Hệ khung chịu lực

- ❑ Hệ được tạo từ các thanh đứng (cột) và ngang (dầm) liên kết cứng tại các chỗ giao nhau giữa chúng (nút);
- ❑ Các khung dọc phẳng được liên kết với các khung ngang phẳng tạo thành khung không gian

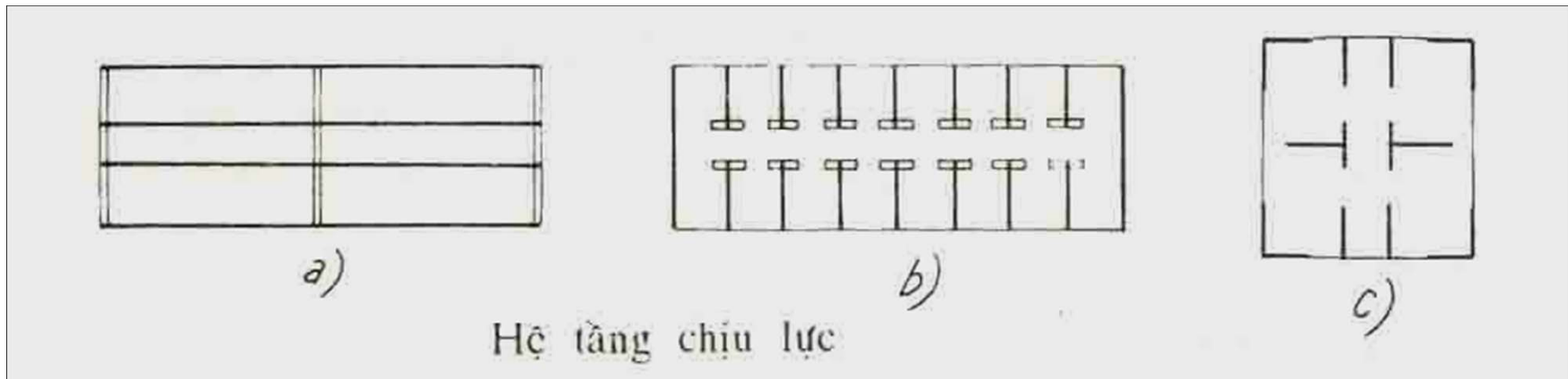


- ❑ Tăng độ cứng khung bằng cách bố trí thêm các thanh xiên tại một số nhịp trên suốt chiều cao công trình, tạo thành các vách cứng;
- ❑ Dưới tải trọng ngang, các dàn ngang sẽ phân phối lực dọc giữa các cột khung, cản trở chuyển vị xoay của cả hệ và làm giảm mô men uốn ở phần dưới khung.

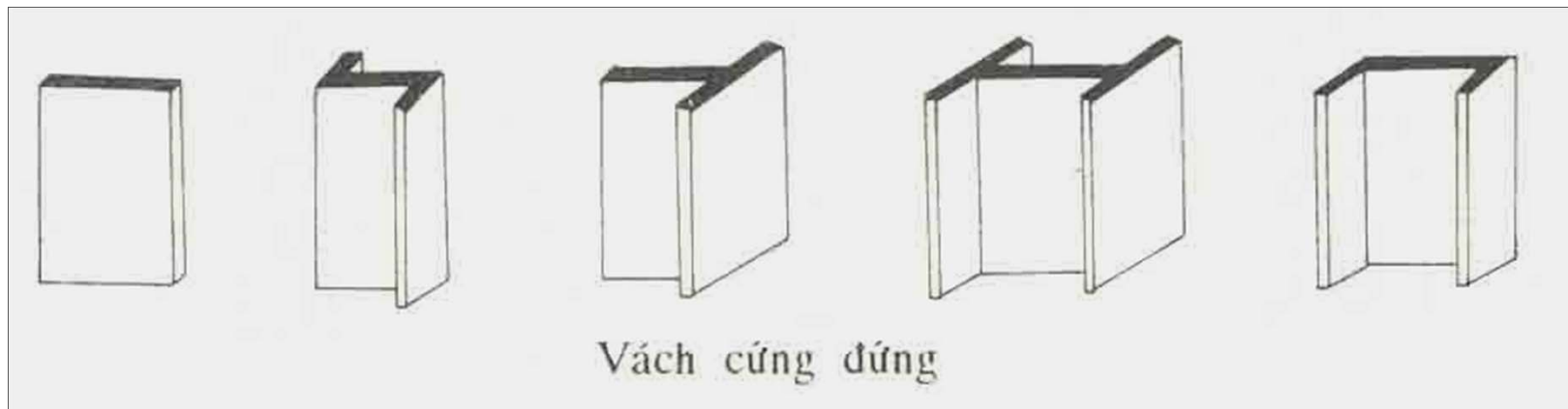


b. Hệ tường (vách) chịu lực

- ❑ Các tấm tường phẳng chịu lực chính cho công trình;
- ❑ Có thể bố trí: tường dọc chịu lực, tường ngang chịu lực hoặc cả tường dọc và ngang cùng chịu lực;
- ❑ Tải trọng ngang được truyền đến các tấm tường thông qua các bản sàn được coi là cứng tuyệt đối trong mặt phẳng của chúng;
- ❑ Các vách cứng làm việc như những cong xon có chiều cao tiết diện lớn.

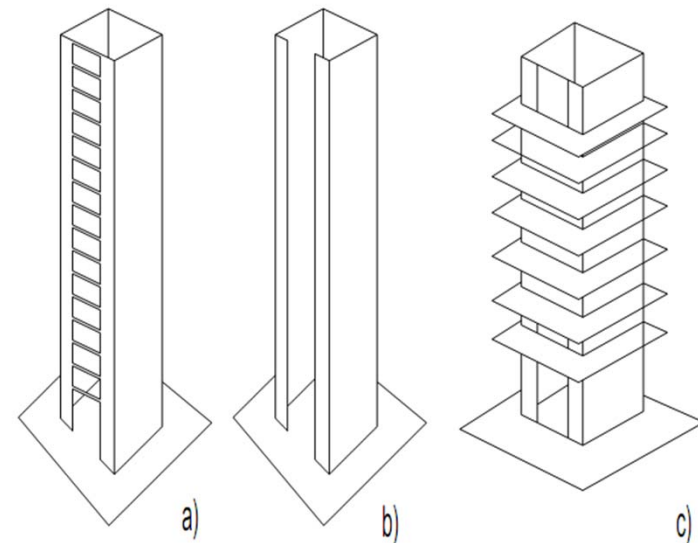
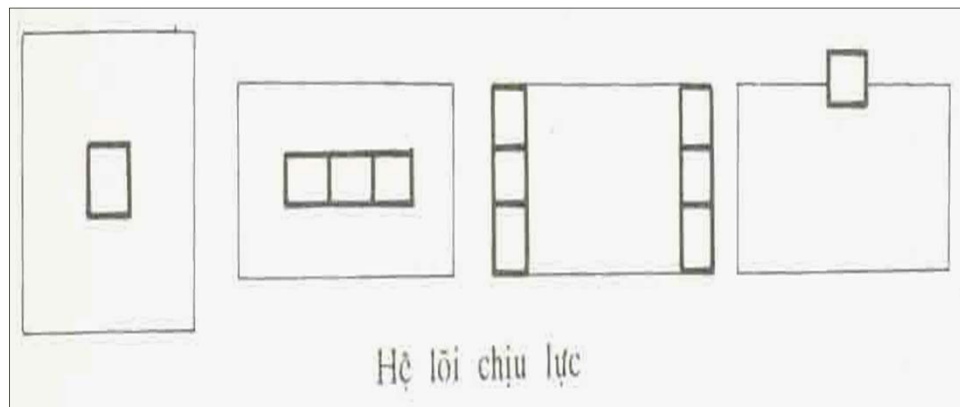


- ❑ Khả năng chịu tải của vách cứng phụ thuộc phần lớn vào hình dạng tiết diện ngang của chúng;
- ❑ Các vách cứng thường bị giảm yếu do có các lỗ cửa, số lượng kích thước và vị trí của lỗ cửa ảnh hưởng đến sự làm việc của vách cứng;
- ❑ Vật liệu thi công và cấu trúc tường cứng rất đa dạng, có nhiều ưu điểm đối với công trình cần sử dụng không gian lớn trong nhà và công trình có số chiều cao tầng lớn ;



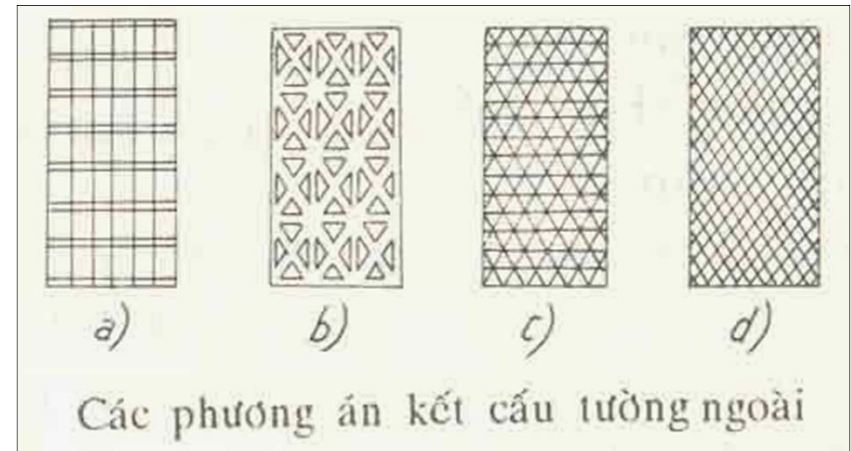
c. Hệ lõi chịu lực

- ❑ Lõi có dạng vỏ hộp rỗng, tiết diện kín hoặc hở, truyền các tải trọng tác động lên công trình xuống đất nền;
- ❑ Không gian trong lõi thường dành cho các hệ thống kỹ thuật và giao thông theo phương đứng;
- ❑ Hình dạng, số lượng, cách bố trí các lõi cứng chịu lực trong mặt bằng rất đa dạng: nhà lõi tròn, vuông, đa giác; nhà một lõi hoặc nhiều lõi; lõi nằm trong nhà, theo chu vi hoặc bên ngoài nhà.



d. Hệ hộp chịu lực

- ❑ Các bản sàn được gối vào các kết cấu chịu tải trọng nằm trong mặt phẳng tường ngoài mà không cần các gối trung gian khác bên trong;
- ❑ Các giải pháp kết cấu khác nhau cho các bức tường chịu lực bên ngoài hệ vỏ hộp;
- ❑ Lưới ô vuông được tạo thành từ hệ cột dầm đặt gần nhau (a); (40-60T);
- ❑ Lưới thanh chéo trong mặt phẳng lưới tạo thành từ cột và dầm (b); (>80T);
- ❑ Lưới ô quả trám, có hoặc không có các dầm ngang (c, d);
- ❑ Các thanh chéo làm tăng độ cứng ngang và độ cứng chống xoắn của công trình, khắc phục tính dễ biến dạng của dầm ngang;
- ❑ Giải pháp thường được dùng cho công trình cao trên 80 tầng;



2. CÁC HỆ KẾT CẤU CHỊU LỰC VÀ SƠ ĐỒ LÀM VIỆC

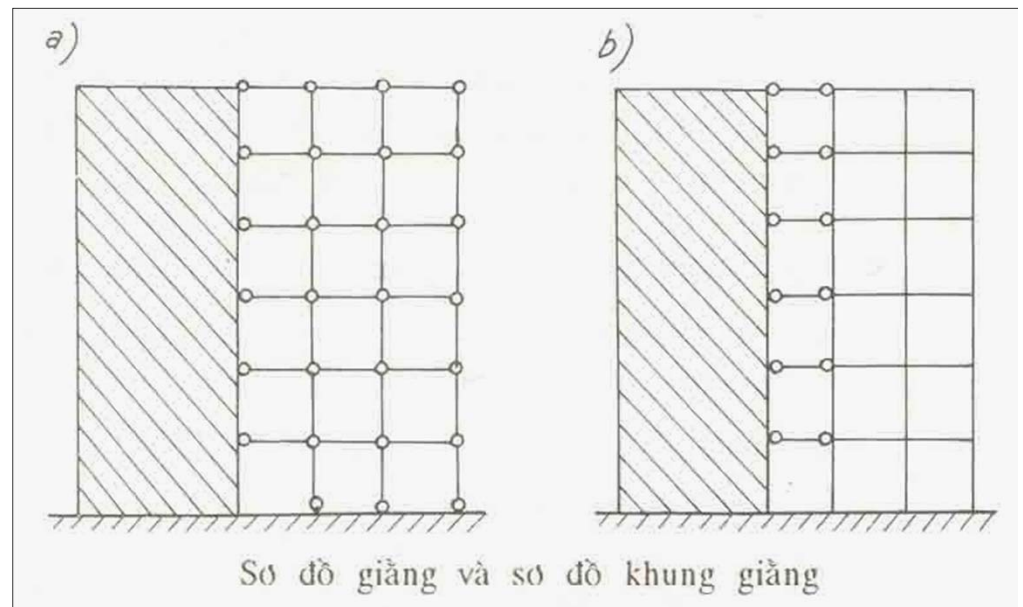
2.2. Các hệ hỗn hợp và sơ đồ làm việc của nhà nhiều tầng

❑ Các hệ hỗn hợp được tạo thành từ sự kết hợp giữa 2 hay nhiều hệ cơ bản trên.

❑ Thường gặp các hệ sau:

Hệ khung – tường; khung – lõi; khung – hộp; hộp – lõi; khung – hộp – tường chịu lực:

- ❖ Sơ đồ giằng: Khung chịu tải trọng thẳng đứng, vách lõi tường chịu tải trọng ngang; nút khung cấu tạo khớp hoặc các cột đều có độ cứng chống uốn bé;
- ❖ Sơ đồ khung giằng: Khi khung cùng tham gia chịu tải trọng thẳng đứng và tải trọng ngang với các kết cấu chịu lực cơ bản khác, liên kết cứng tại các nút khung;



3. TẢI TRỌNG VÀ TÁC ĐỘNG

3.1 Tải trọng thẳng đứng

3.2 Tải trọng ngang

A) Gió tĩnh: Giá trị tiêu chuẩn phần tĩnh của tải trọng gió W ở độ cao Z so với mốc chuẩn được x.định như sau: $W = W_0 k.c$

-Trong đó: W_0 là giá trị của áp lực gió lấy theo bản đồ phân vùng (Bảng 4 trang 20 TCVN 2737-1995 và phụ lục E trang 53) VD ở Hà Nội thuộc vùng áp lực gió II, có $W_0 = 95 \text{ daN/m}^2$

k : hệ số kể đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao (Tra bảng 5 – trang 22 – TCVN 2737-1995)

c : Hệ số khí động phụ thuộc vào bề mặt đón gió hay hút gió và hình dạng của công trình..

3. TẢI TRỌNG VÀ TÁC ĐỘNG

B) Thành phần động của gió: Với công trình dân dụng có chiều cao trên 40m thì phải xét đến tác động động của gió. Giá trị tiêu chuẩn của thành phần động của gió được tính như sau.

*) Với công trình có tần số giao động riêng cơ bản $f_1(\text{Hz}) > [f_L]$ (f_L là giá trị giới hạn của tần số giao động riêng được quy định trong bảng 9 trang 46 – TCVN 2737-1995. Ví dụ công trình BTCT ở vùng II áp lực gió thì $f_L = 1,3(\text{Hz})$). Thì

$$W_p = W \cdot \zeta \cdot \upsilon$$

Trong đó W là giá trị tiêu chuẩn thành phần tĩnh của gió ở độ cao z đang xét

ζ Hệ số áp lực động của gió ở độ cao z (tra bảng 8 trang 44 – TCVN 2739-1995)

υ Hệ số tương quan không gian áp lực động của tải trọng gió. H_s này lấy theo bề mặt tính toán (Xem hình 3 và bảng 10, 11 TCVN 2737-1995)

C. Tải trọng động đất:

-Là những rung động tự nhiên của vỏ trái đất, xảy ra bất ngờ và trong thời gian ngắn. Trong thời gian động đất, chuyển động của nền đất làm phát sinh ra các lực quán tính ở các bộ phận công trình;

-Công trình cần được thiết kế để đảm bảo chịu được những trận động đất nhỏ, thông thường hay xảy ra, đảm bảo công trình làm việc trong giới hạn đàn hồi. Trong trường hợp động đất mạnh, công trình có thể bị hư hỏng nhưng không sụp đổ để đảm bảo an toàn tính mạng cho con người;

-Có 2 phương pháp tính động đất cho công trình: Phương pháp động lực, Phương pháp tĩnh lực (phương pháp tải trọng ngang thay thế);

3.4 Các tải trọng khác: Cháy nổ ...

Chương 8

BỂ CHỨA VÀ THÁP NƯỚC

§ 8.1. BỂ chứa

8.1.1. Khái niệm chung và cấu tạo.

a. Phân loại:

- Theo chức năng sử dụng:
 - + bể chứa nước sạch
 - + bể chứa hóa chất,
 - + bể chứa dầu thô...
- Theo hình dáng trên bề mặt:
 - + bể chứa chữ nhật,
 - + bể chứa tròn.
- Theo đặc thù cấu tạo:
 - + toàn khối;
 - + lắp ghép;
 - + bán lắp ghép

b. Vật liệu:

- Thân và đáy bể thường sử dụng bê tông có cấp độ bền B15 - B20,
- Cốt thép A-III và BpI, đối với thân của bể tròn – AIV-AVI và Bp-II.
- BTCT thường khi $V \leq 500m^3$; BTCT ứng lực trước khi $V > 500m^3$.

c. Đặc điểm cấu tạo:

Thông thường người ta căn cứ vào thể tích và chiều cao bể để lựa chọn

- $V \leq 6000\text{m}^3$ chọn bể tròn, $H \leq 4,8\text{m}$, $D \leq 42\text{m}$
- $V \leq 2000\text{m}^3$ chọn bể vuông, $H \leq 4,8\text{m}$, Kích thước $A \leq 66\text{m}$
- $V > 20.000\text{M}^3$ chọn bể chóp cụt, vỏ mỏng không gian

Các bộ phận của bể:

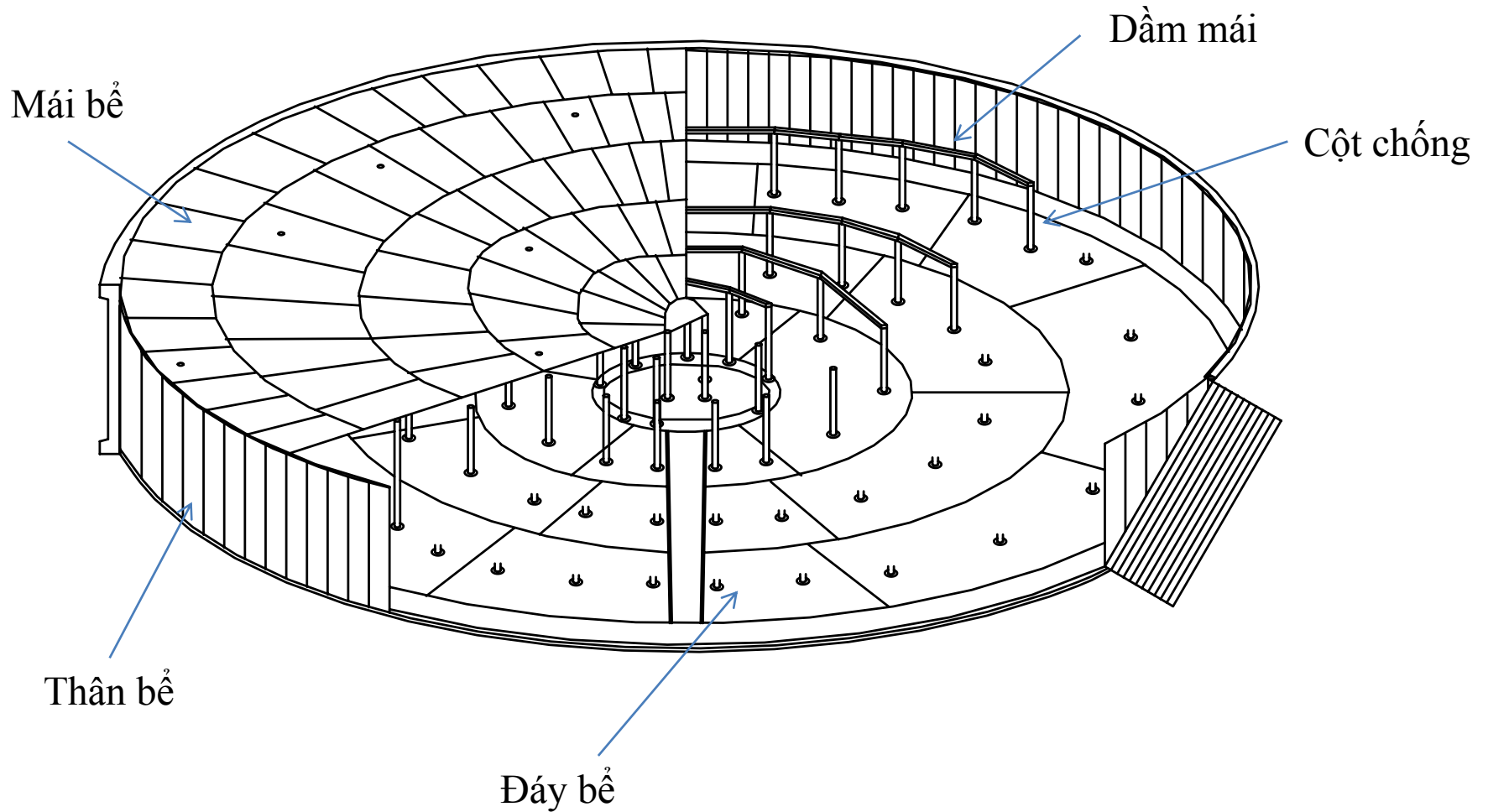
- Nắp bể:
Kết cấu phẳng: bản toàn khối, kết cấu lắp ghép
Kết cấu vỏ mỏng
- Thành bể:
Có chiều dày không đổi
Có chiều dày thay đổi: thay đổi đều, bậc thang.
Thành bể có lớp giữ nhiệt.
- Đáy bể:

Bể chứa nước nổi bằng kết cấu gạch



Bể chứa BTCT đổ toàn khối

Bể chứa nhiên liệu 30000m³ đặt ngầm bằng BTCT lắp ghép



- Nhờ tính bền vững, khả năng chống xâm thực và ăn mòn của bê tông nên bể chứa nhiên liệu bằng bê tông cốt thép đã được sử dụng phổ biến và tồn tại từ nhiều thập kỷ qua.

➤ So với bể chứa nước, bể bê tông cốt thép chứa nhiên liệu có những yêu cầu cao hơn.

- Không cho phép xuất hiện vết nứt trong các kết cấu chịu lực.
- Không để ảnh hưởng của nhiệt độ tới chất chứa trong bể.
- Bê tông bể phải có độ chống ăn mòn của các hoá chất chứa trong dầu khí hoặc trong các chế phẩm công nghiệp dầu khí, ngoài ra còn không bị nước ngầm ăn mòn.
- Bê tông phải **chắc đặc, chống thấm thấu, đặc biệt bê tông tại những mạch nối, những chỗ liên kết giữa thành đáy với ống dẫn nhiên liệu.**
- Mặt trong bể phải được thi công với chất lượng cao và nhẵn phẳng để có thể dễ dàng lau rửa nhiên liệu bám vào thành hoặc bảo đảm cho việc phun lên mặt trong bể những lớp vật liệu chống thấm, chống ăn mòn.

- Nhiên liệu chứa trong bể không bị thay đổi các đặc trưng lý hoá trong một thời gian dài., như không gây nên những tác động hoá học với bê tông. Còn các loại nhiên liệu sáng, dễ bốc cháy, bay hơi và có độ thẩm thấu cao vào bê tông cần phải có những biện pháp chống thấm đặc biệt.
- Chống thấm thấu xăng dầu cho bể bê tông cốt thép là một trong những yêu cầu quan trọng. Hướng giải quyết vấn đề này là sử dụng các loại bê tông tính năng cao không cần các lớp lót đặc biệt nào bên trong bể.

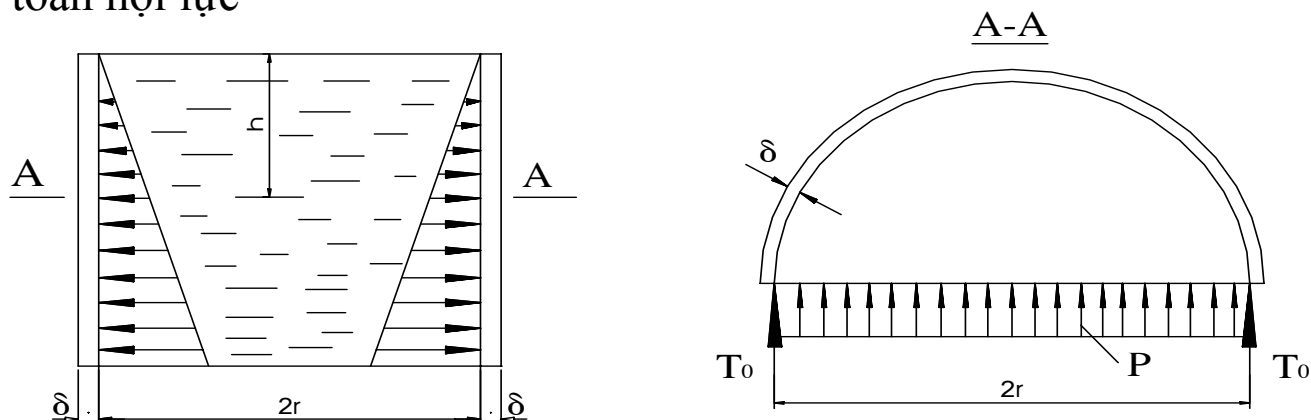
8.1.2. Đặc điểm tính toán bể chứa dạng tròn và chữ nhật

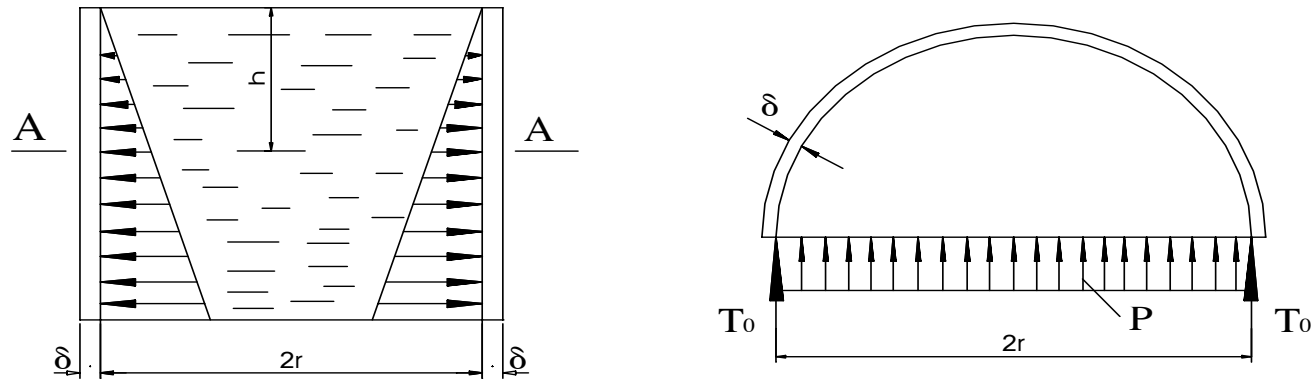
a. Bể chứa dạng tròn.

□ Tính toán bể chứa phải được tiến hành với các trường hợp chất tải sau:

- Bể chứa đầy chất lỏng nhưng không lấp đất;
- Bể chứa rỗng nhưng đã lấp đất xung quanh;
- Bể chứa có một phần hoặc đầy chất lỏng, được lấp đất và bị đốt nóng hoặc làm lạnh bên trong;
- Tính toán dãn nở của bể.

□ Tính toán nội lực





Sơ đồ tính bề chịu áp lực thủy tĩnh

- Trước hết xét trường hợp thành bể hoàn toàn tự do hai đầu
- Áp lực tính toán của chất lỏng lên thành bể tại tiết diện ngang cách mặt thoáng của chất lỏng xác định theo công thức:

$$P = n\gamma h$$

ở đây: $n = 1,1$ là hệ số vượt tải

γ - Trọng khối chất lỏng

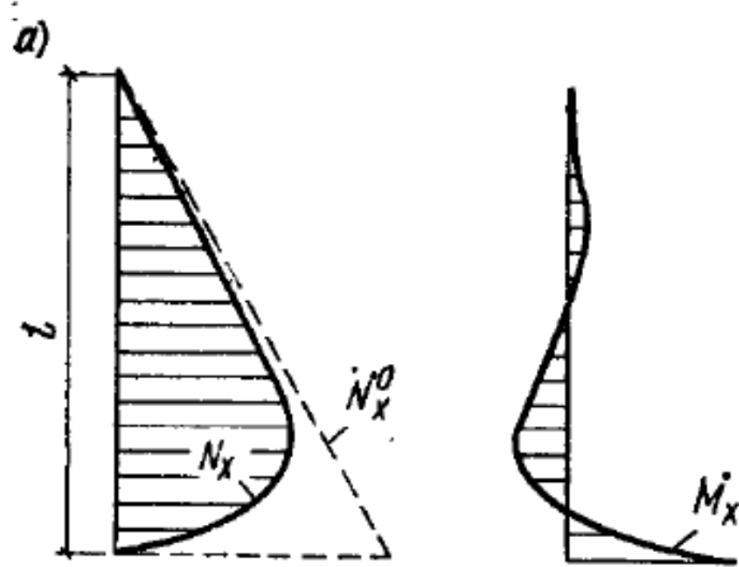
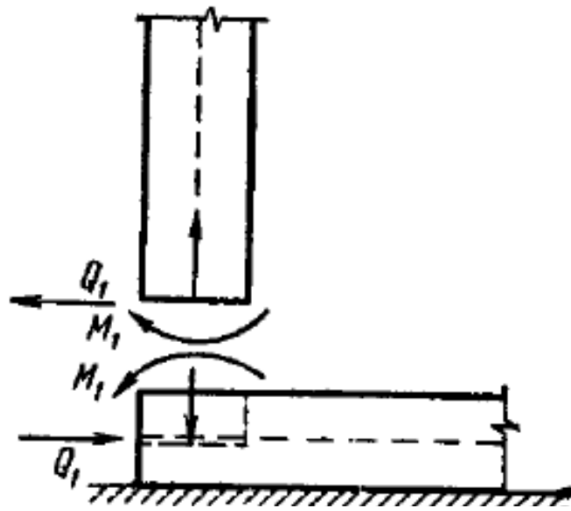
h - Chiều sâu kể từ mặt thoáng tới tiết diện đang xét.

- Theo sơ đồ tính toán ta dễ dàng xác định được nội lực trong tiết diện đang xét.

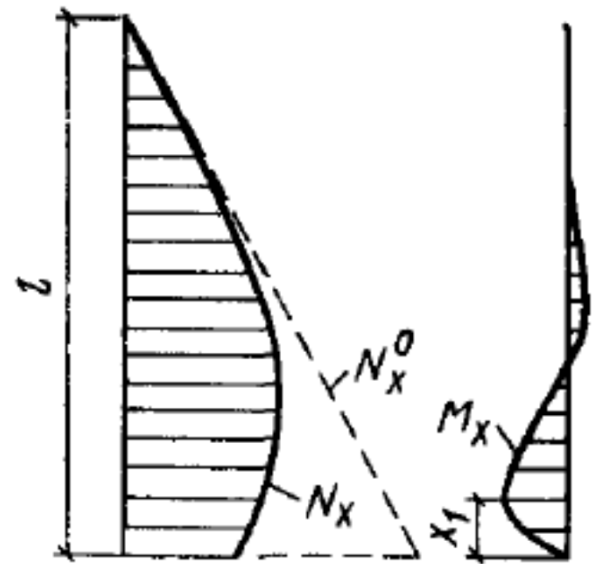
$$T_0 = P.r \quad (I-5)$$

Trong đó T_0 – lực kéo vòng trong thành bể, tỷ lệ thuận với chiều sâu trong điều kiện hai biên của thành bể tự do.

- Dưới tác dụng của tải trọng T_0 có biểu đồ tương tự như biểu đồ áp lực P vì thành bể chuyển vị theo quy luật tuyến tính. Trong trường hợp thành liên kết ngàm tại tiết diện đáy, chuyển vị sẽ bằng không, nhưng thành sẽ bị uốn cong tại khu vực gần đáy bể sẽ xuất hiện mômen uốn M .



Biểu đồ nội lực với liên kết ngàm ở chân tường



biểu đồ nội lực với liên kết khớp ở chân tường

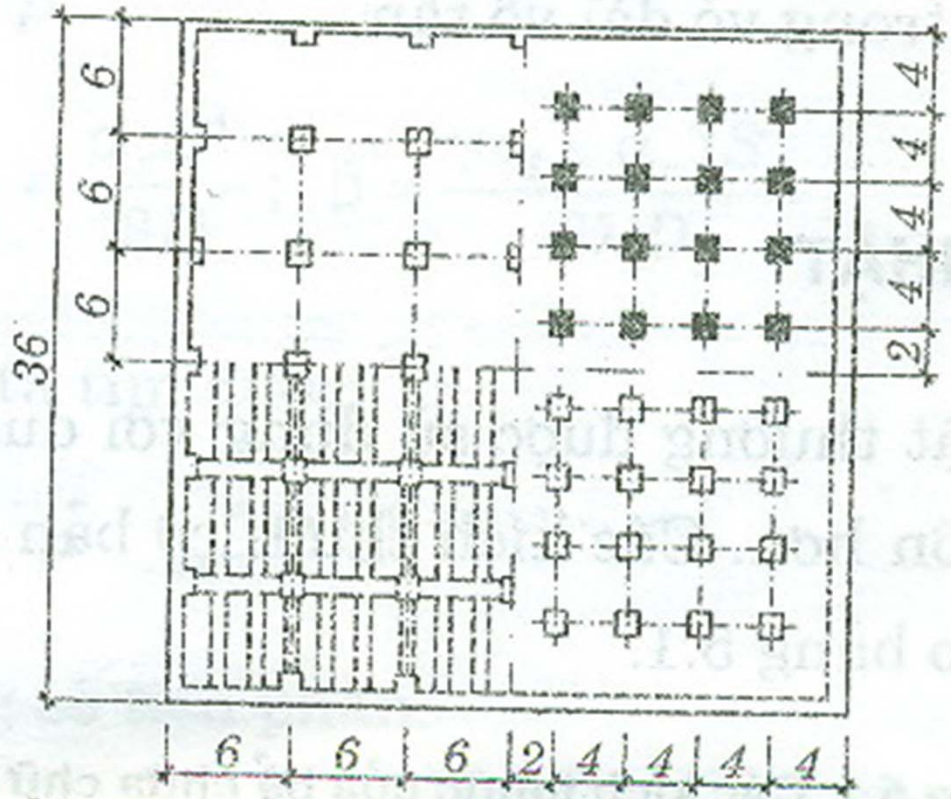
b. Bể chứa dạng hình chữ nhật.

- Bể chứa chữ nhật thường được sử dụng với dung tích chứa thường từ 6 đến 20.000m³ hoặc lớn hơn.
- Các kích thước cơ bản có thể tham khảo trong bảng sau:

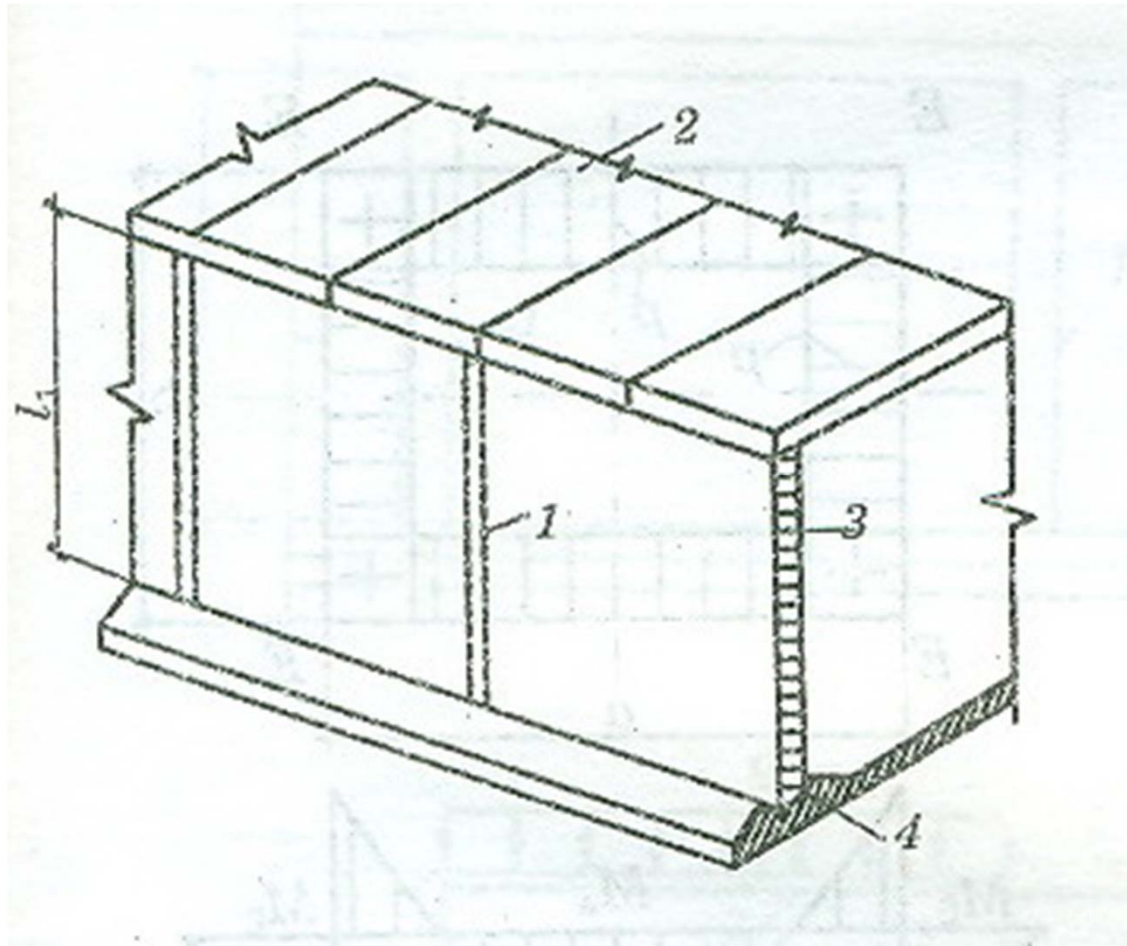
Thể tích (m ³)	100	250	500	1000	2000	3000	6000	10000	20000
Kích thước	6x6	6x12	12x12	12x18	18x24	24x30	36x36	48x48	66x66
Chiều cao	3,6	3,6	3,6	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8

- Bản mái của bể chứa thường là phẳng , tựa lên thành bể và các hàng cột.
- Đáy bể thường phẳng và được thi công đổ tại chỗ.
- Thành và mái bể có thể được đổ tại chỗ hoặc lắp ghép.
- Lưới cột trong bể thường là 4x4m, 6x6m...
- Nếu bể cao $H < 4\text{m}$ thì tiết diện tường không thay đổi, nếu tường cao 4m thì dùng thành bể có cấu tạo sườn.
- Nếu chiều dài bể lớn thì phải cấu tạo khe biến dạng.

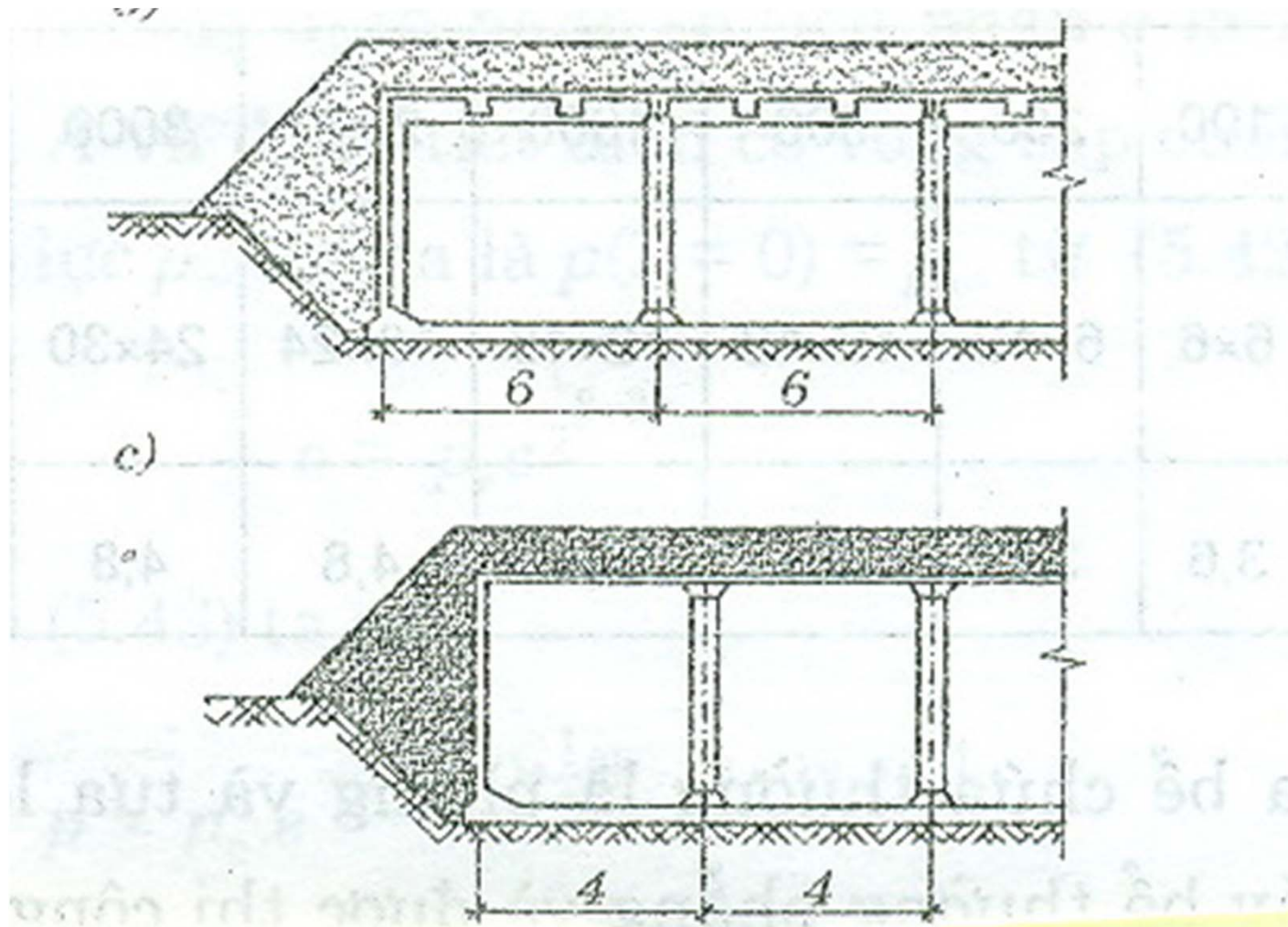
Phương án mái bể có sườn Phương án mái bể không sườn



Mặt bằng bể chứa



Bể chứa có sườn




Mặt cắt bể chứa



Xét các phương án tải trọng khác nhau:

Bể ngầm: Xét 3 trường hợp:

- Bể đầy nhưng không đắp đất (trường hợp thử bể)
 - Bể rỗng có đắp đất
 - Bể đầy có đắp đất
- 

2. TÍNH TOÁN THÀNH BỂ

a) Tải trọng tác dụng lên thành bể:

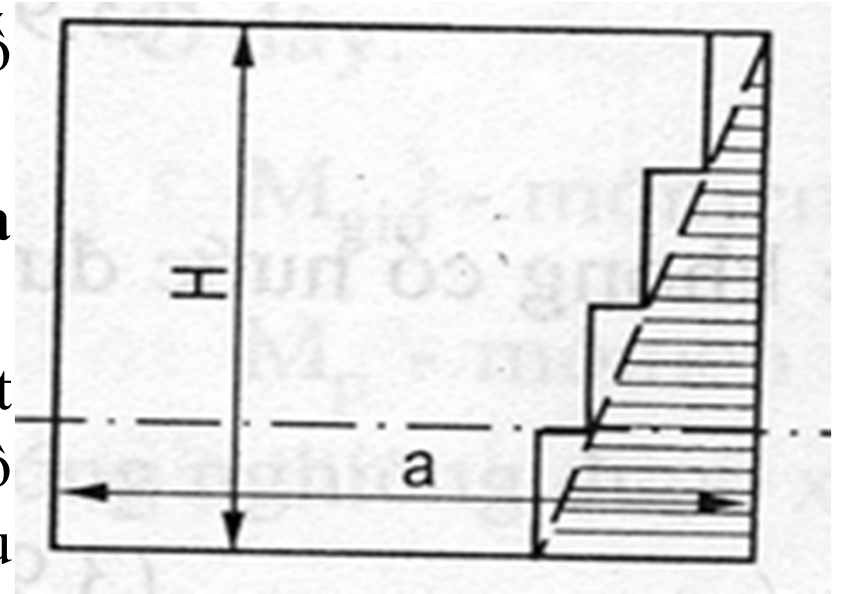
- Đối với thành bể hình chữ nhật được tính toán chịu các tải trọng sau:
- Áp lực chất lỏng lên thành bể
- Áp lực do mái truyền vào thành bể
- Áp lực gió (bể nước mái)
- Áp lực đất tác dụng lên thành bể (đối với bể ngầm)
- Áp lực đẩy nổi

1. TÍNH TOÁN THÀNH BỂ KHÔNG SƯỜN

- Tính toán thành bể hở không sườn hình chữ nhật phụ thuộc vào tỉ số chiều cao H trên chiều dài a :

Khi tỷ số giữa chiều cao H và chiều dài a là:

$H/a > 2$ và kết cấu mái liên kết khớp với thành có thể thay biểu đồ tam giác do áp lực nước bằng biểu đồ hình chữ nhật ngoại tiếp.



b) Sơ đồ tính Chia bề thành những vành khung khép kín có chiều cao h_i ứng với từng biểu đồ áp lực hình chữ nhật

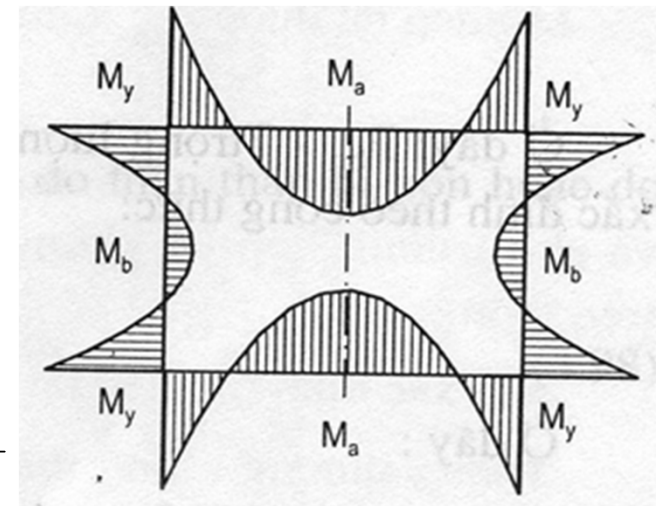
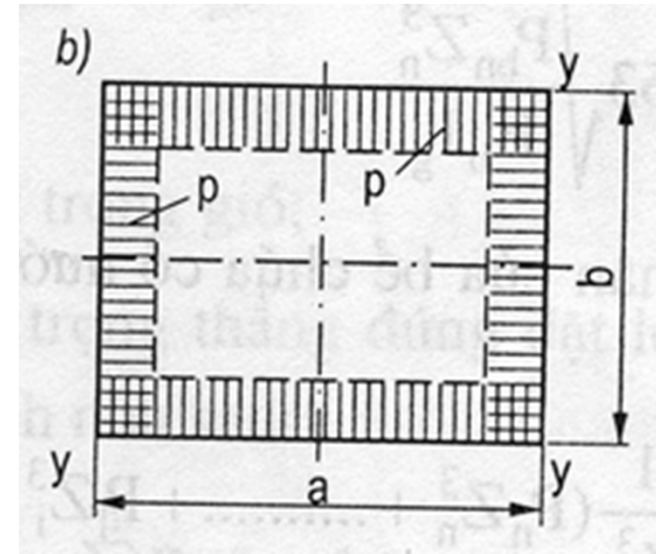
c) Xác định nội lực

→ Từ điều kiện cân bằng nội lực và ngoại lực, ta xác định được lực dọc:

$$N_a = \frac{P_b}{2} \qquad N_a = \frac{P_a}{2}$$

+ Dùng phương trình 3 momen để xác định được momen uốn trong các dải khung khép kín như sau:

$$M_a = \frac{Pa^2}{24} \qquad M_v = -\frac{Pa^2}{12} \qquad M_b = \frac{Pb^2}{8} - \frac{Pa^2}{12}$$



Trong trường hợp bể chứa có các mặt bằng đa giác đều với các góc thì liên kết cứng lực dọc được xác định theo công thức:

$$N = \frac{Pd}{2}$$

II. Khi tỷ số $H/a < 2$:

b) Sơ đồ tính

Các mặt thành bể được tính toán như trường hợp bản kê 4 cạnh.

c) Xác định nội lực

Các nội lực trong mái, thành bể được xác định theo sơ đồ kết cấu riêng biệt.

2. TÍNH TOÁN THÀNH BỂ CÓ SƯỜN

a) Tải trọng tác dụng lên thành bể:

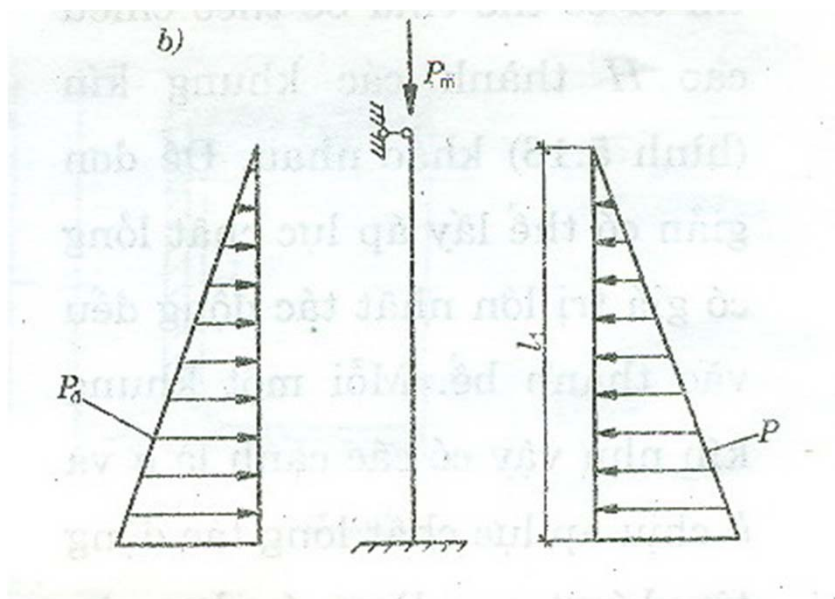
- Áp lực thủy tĩnh $P = n\gamma h$
 - $n = 1,1$ là hệ số vượt tải
 - γ - Trọng khối chất lỏng
 - h - Chiều sâu kể từ mặt thoáng tới tiết diện đang xét.
- Áp lực do mái truyền vào thành bể : P_m
- Áp lực gió (bể nước mái)
- Áp lực đất tác dụng lên thành bể (đối với bể ngầm)
- Áp lực khí dư

b) Sơ đồ tính

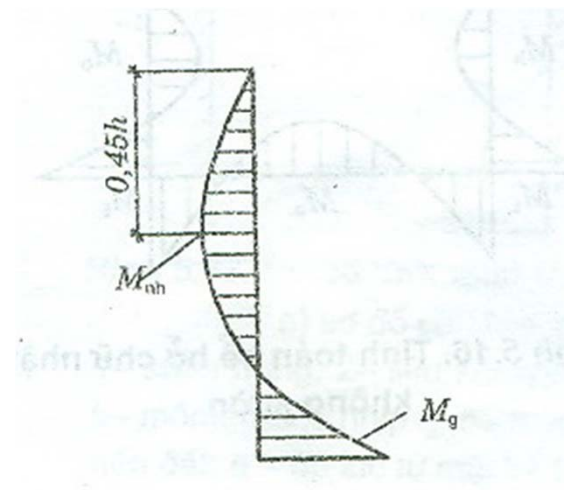
Quan niệm Thành bể có sườn như những ô bản được giới hạn bởi các sườn và các dầm biên.

- Những ô bản có tỉ số các cạnh $l_2/l_1 > 2$ thì được tính toán như ô bản loại dầm.
- Những ô bản có tỉ số các cạnh $l_2/l_1 \leq 2$ thì được tính toán như ô bản kê bốn cạnh.

Những ô bản có tỉ số các cạnh $l_2/l_1 > 2$ thành bề làm việc như bản dầm, cắt một dải bản ta có sơ đồ tính toán một đầu ngàm một đầu khớp



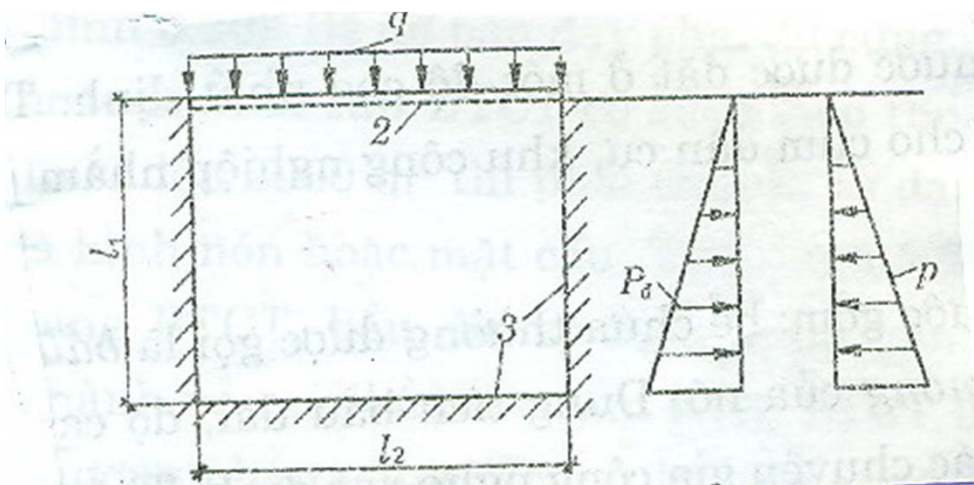
Sơ đồ tính bản dầm



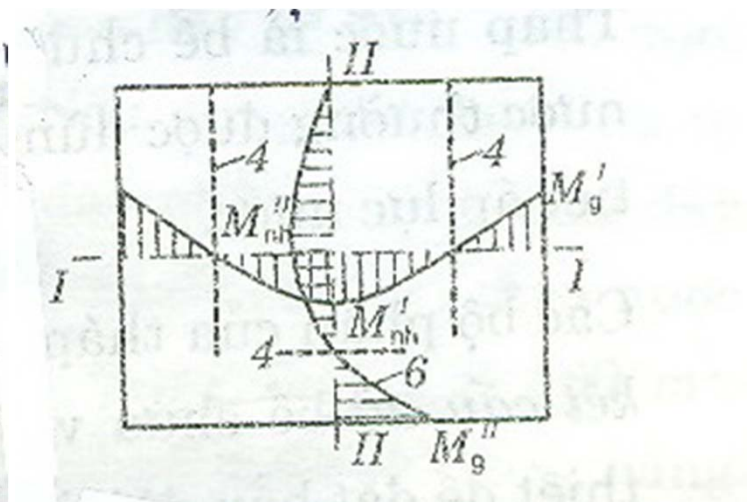
Biểu đồ Mômen

TÍNH TOÁN THÀNH BÊ LÀM VIỆC THEO SƠ ĐỒ BẢN KÊ 4 CẠNH:

Khi thành bể có tỉ số các cạnh $l_2/l_1 \leq 2$ ta có sơ đồ tính toán bản kê bốn cạnh



Sơ đồ tính toán bản kê bốn cạnh



Biểu đồ Mômen

§ 8.2. Tháp nước

8.2.1. Khái niệm chung

Tháp nước là bể chứa nước được đặt ở một độ cao nhất định.

Tháp nước thường để dùng cung cấp nước cho một cụm dân cư, khu công nghiệp nhằm điều tiết nước.

a. Cấu tạo:

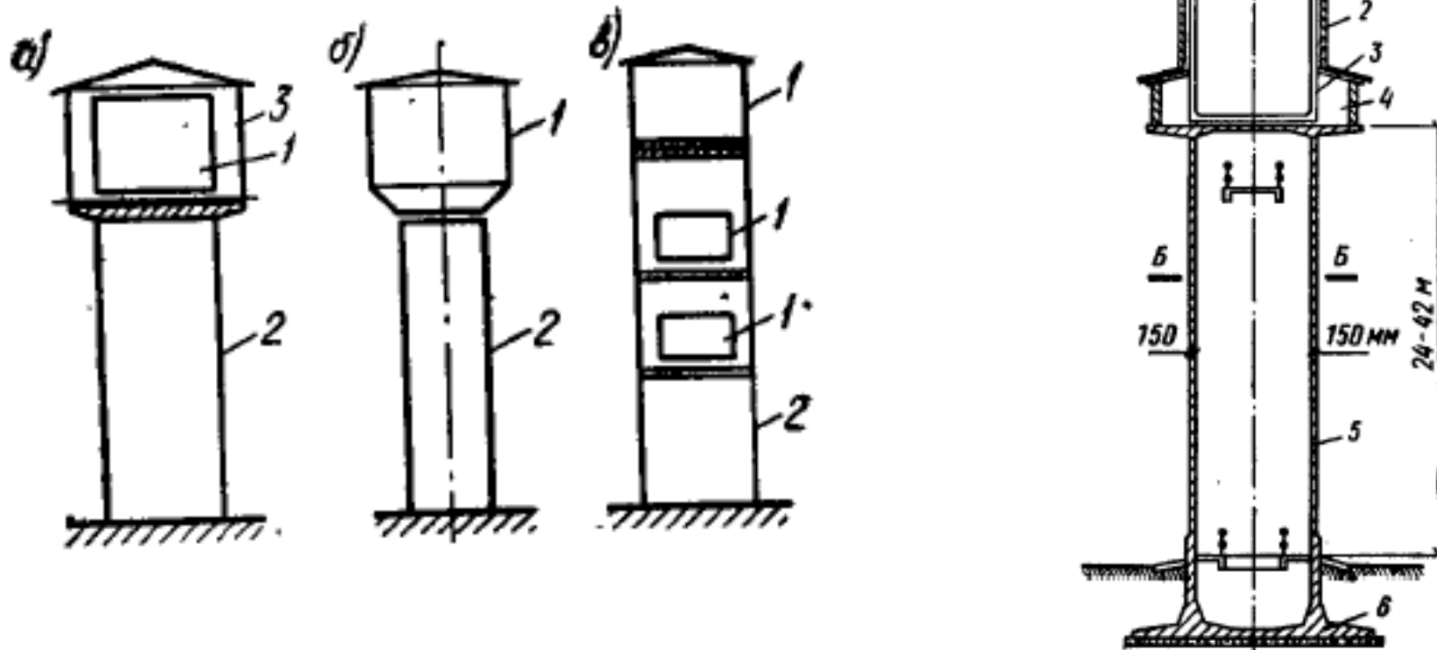
- ❖ bể chứa nước – bầu đài;
- ❖ kết cấu đỡ bể chứa;
- ❖ móng.

b. Vật liệu:

- ❖ BTCT
- ❖ Kim loại;
- ❖ Vật liệu composit..

c. Cấu tạo bầu dài:

- ❖ Bầu dài chứa nước bằng BTCT thường có dạng hình trụ, đáy phẳng, ngoài ra còn một số hình dạng khác...
- ❖ Chiều dày thành bầu từ 120-150mm,
- ❖ Chiều dày bản đáy có chiều dày tối thiểu 100mm. Nếu dung tích lớn hơn thì chiều dày từ 150-200mm,
- ❖ Chiều dày của bệ 300-400mm, hoặc là sàn BTCT có sườn giao thoa,
- ❖ Nếu dung tích bể chứa lớn từ 1500-2000m³ –thì đáy phải chuyển sang dạng hình nón hoặc mặt cầu.



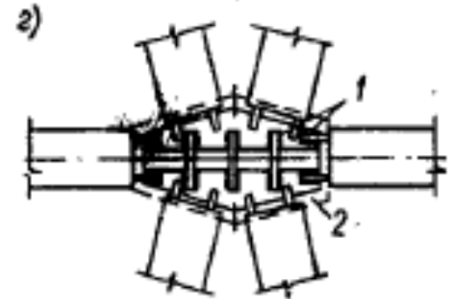
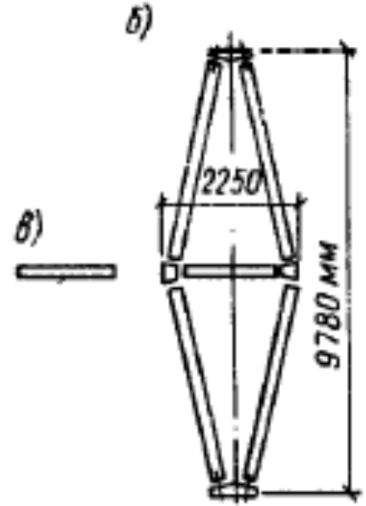
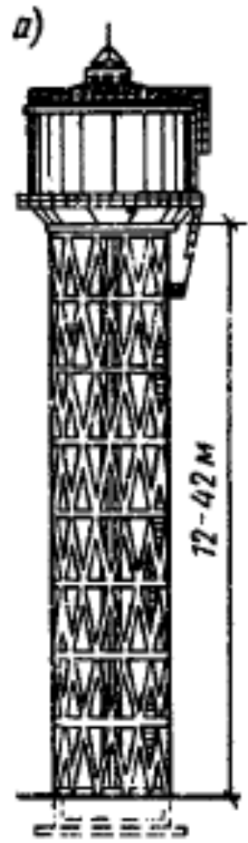
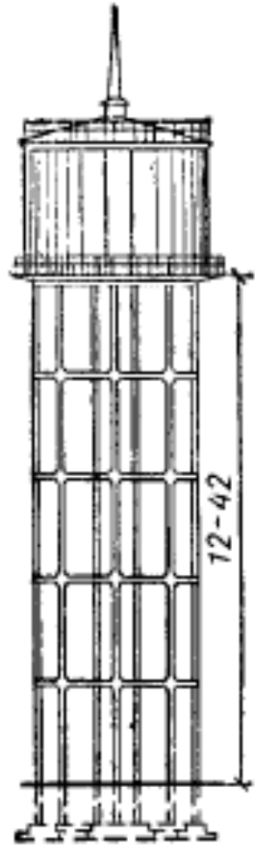
8.2.2. Đặc điểm cấu tạo và tính toán

a. Tính toán tháp nước:

- Tính toán bầu dài – như tính toán bê chứa trên mặt đất;
- Kết cấu đỡ bầu dài;
- Móng;
- Tính toán kiểm tra chống lật

b. Tải trọng:

- Tĩnh tải – trọng lượng các bộ phận của bầu dài, trọng lượng bản thân các lớp cách nhiệt, tải trọng do thép ULT gây ra và các đường ống kỹ thuật.
- Tải trọng tạm thời dài hạn (hoạt tải dài hạn) gồm: áp lực chất lỏng (nước).
- Tải trọng tạm thời ngắn hạn (hoạt tải ngắn hạn): gió và tải trọng động đất.



GIÁO TRÌNH BÊ TÔNG CỐT THÉP

CHƯƠNG 1

KHÁI NIỆM CHUNG

Chương 1. KHÀİ NIỆM CHUNG

1.1. THẾ NÀO LÀ BÊTÔNG CỐT THÉP

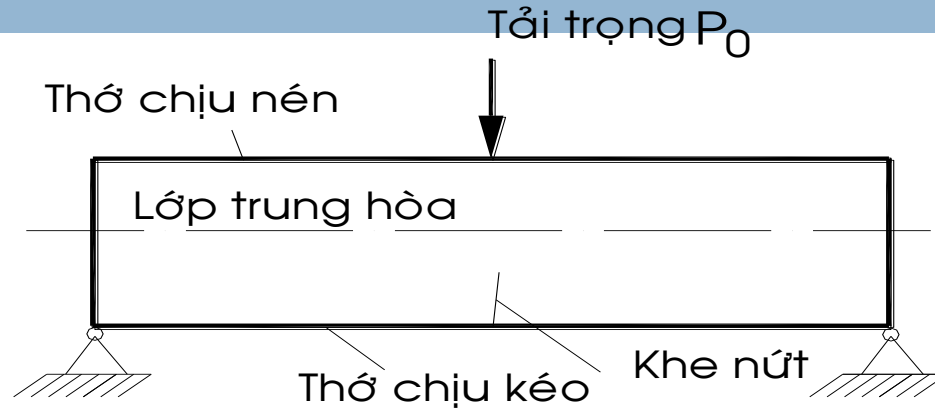
1.1.1. KHÁI QUÁT

Đặc trưng	<i>Bê tông</i>	<i>Cốt thép</i>
Khả năng chịu kéo	<i>kém</i>	<i>tốt</i>
Khả năng chịu nén	<i>tốt</i>	<i>tốt,</i>
Khả năng chịu cắt	<i>trung bình</i>	<i>tốt</i>
Độ bền	<i>tốt</i>	<i>dễ bị ăn mòn</i>
Chịu lửa	<i>tốt</i>	<i>kém</i>

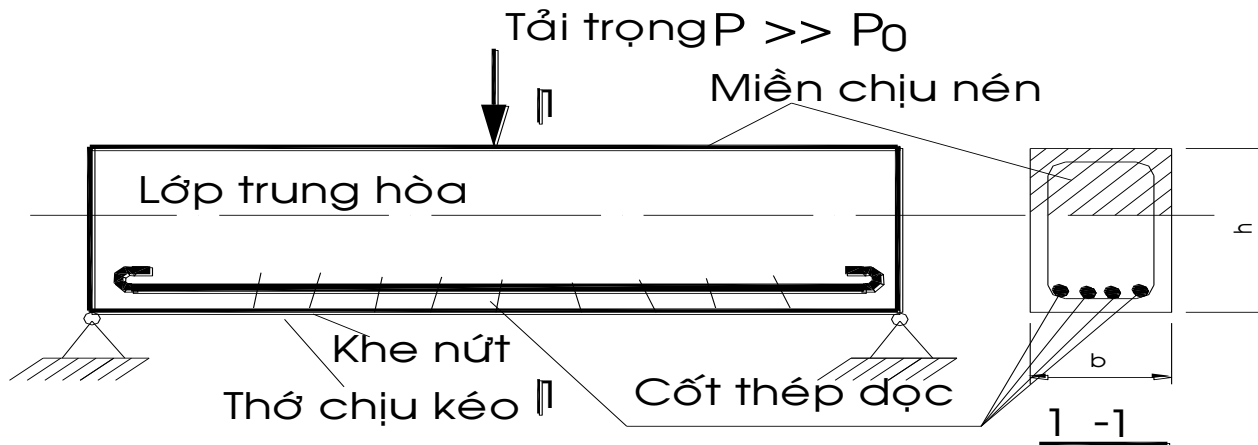
Chương 1. KHÀİ NIỆM CHUNG

3

DẦM BÊTÔNG

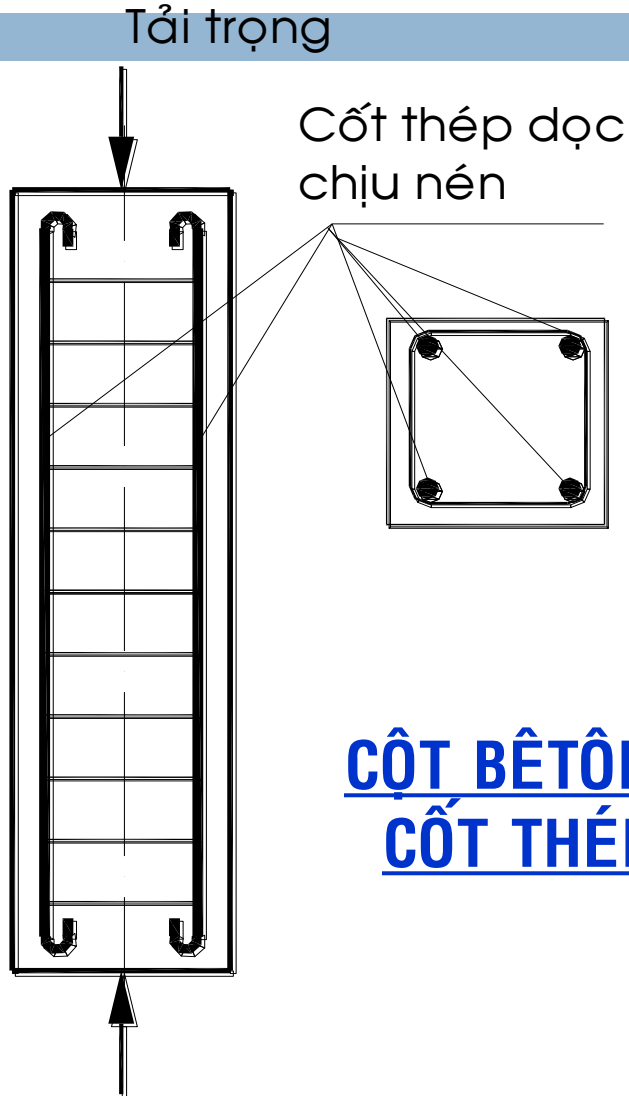


DẦM BÊTÔNG CỐT THÉP



Chương 1. KHÀİ NIỀM CHUNG

4



- Đặt cốt thép vào vùng nén để tăng khả năng chịu lực và giảm kích thước tiết diện.
- Cốt thép tham gia chịu nén cùng bê tông. Sức chịu nén của cốt thép cũng tốt bằng sức chịu kéo

Chương 1. KHÀİ NIỆM CHUNG

5

1.1.2. CÁC LÝ DO ĐỂ BÊTÔNG VÀ CỐT THÉP CÓ THỂ CÙNG CỘNG TÁC CHỊU LỰC

- Nhờ có lực dính mà có thể truyền lực qua lại giữa bê tông và cốt thép, khai thác cường độ cốt thép, hạn chế bề rộng khe nứt.
- Giữa BT và CT không xảy ra phản ứng hóa học
- Hệ số giãn nở nhiệt của BT và CT gần bằng nhau.

Chương 1. KHÀİ NIỆM CHUNG

6

1.2. PHÂN THEO PHƯƠNG PHÁP THI CÔNG

BTCT
TOÀN KHỐI



BTCT
LẮP GHÉP



BTCT
BÁN LẮP GHÉP



Chương 1. KHÀ NIỀM CHUNG

7

1.2. PHÂN

THEO TRẠNG THÁI ỨNG SUẤT KHI CHẾ TẠO VÀ SỬ DỤNG

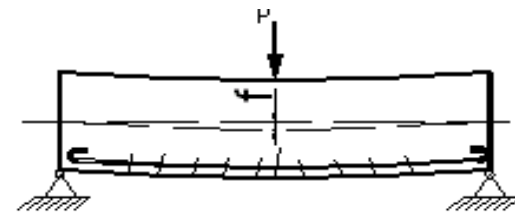
BTCT
THƯỜNG

BTCT
ỨNG SUẤT TRƯỚC

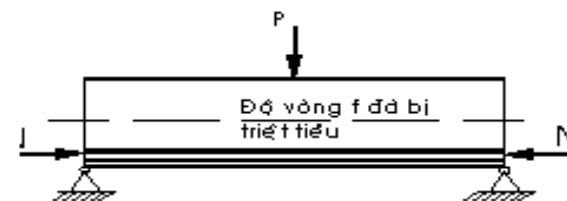
- (a) Dầm BTCT thường khi chịu tải trọng sử dụng P
- (b) Dầm BTCT được gây ứng lực trước.
- (c) $=(b) + (a)$ Dầm BTCT được gây ứng lực trước khi chịu tải trọng P



(b)

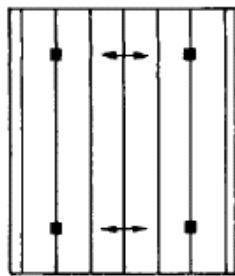
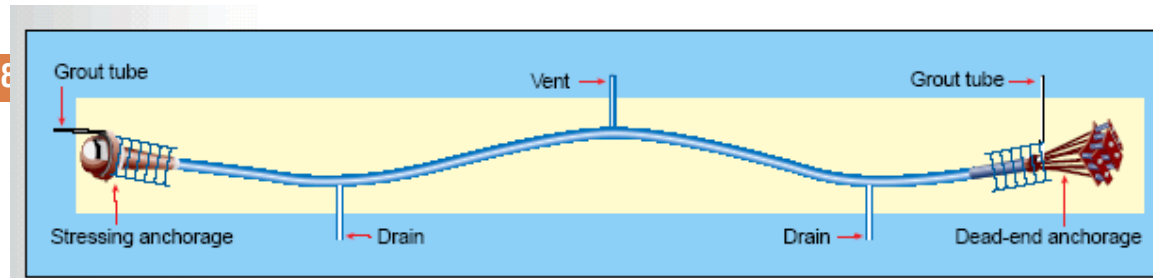


(a)

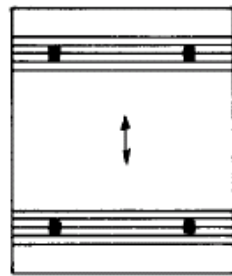


(c)

SÀN BTCT ỨNG SUẤT TRƯỚC CĂNG SAU

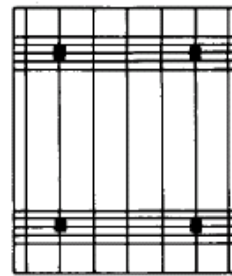


(a)

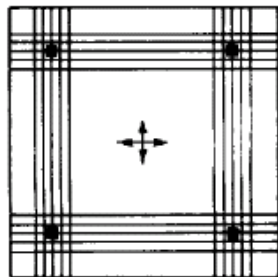


(b)

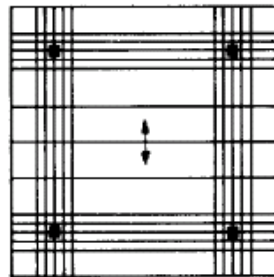
One-way slab panels



(c)

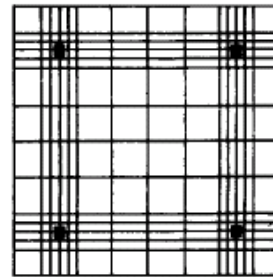


(d)



(e)

Two-way slab panels



(f)

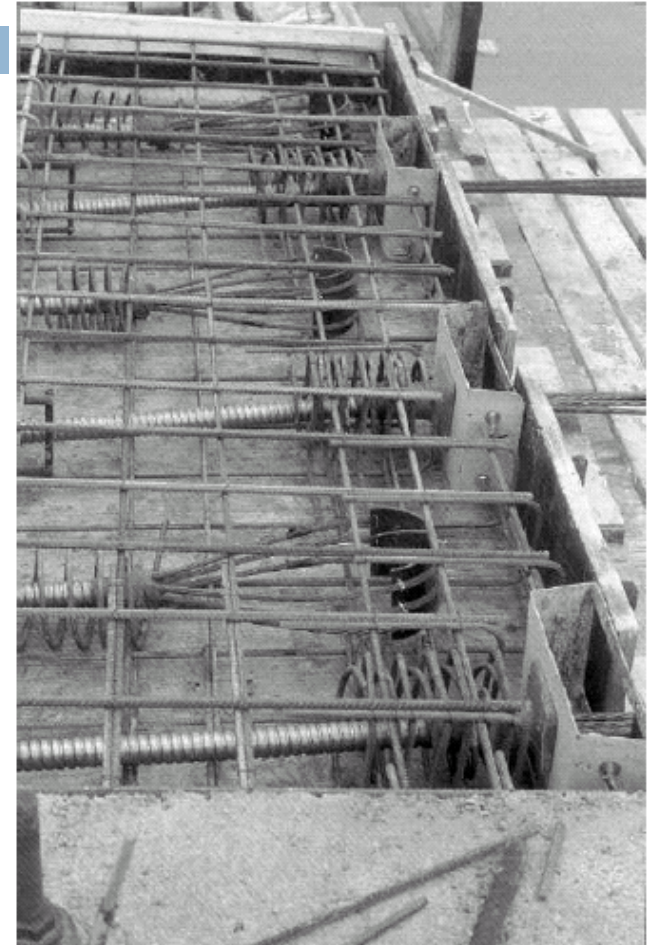


Figure 1.1: Anchorages provide for the safe introduction of post-tensioning forces into the concrete.

Figure 3.2 Tendon layouts (arrows indicate reinforced concrete spans)

Chương 1. KHÀİ NIỆM CHUNG

1.3. ƯU, NHƯỢC ĐIỂM VÀ PHẠM VI SỬ DỤNG

1.3.1 ƯU ĐIỂM

- Khả năng chịu lực lớn (so với gỗ, gạch đá), chịu tốt các tải trọng động.
- Bền vững, bảo dưỡng ít tốn kém.
- Chịu lửa tốt.
- Có khả năng tạo ra các hình dáng kết cấu khác nhau, đáp ứng yêu cầu đa dạng của kiến trúc.



Chương 1. KHÀİ NIỆM CHUNG

10

1.3. ƯU, NHƯỢC ĐIỂM VÀ PHẠM VI SỬ DỤNG

1.3.2. NHƯỢC ĐIỂM

- Độ cơ khe nứt tại vùng kéo
 - khắc phục bằng cách dùng BTCT ứng lực trước, có biện pháp tính toán và thi công hợp lý để hạn chế khe nứt, bảo đảm điều kiện sử dụng bình thường.
- Cách âm, cách nhiệt kém
 - khắc phục bằng cách sử dụng kết cấu có lỗ rỗng.
- Thi công BTCT toàn khối tương đối phức tạp.
- Trọng lượng bản thân lớn, khó làm kết cấu nhịp lớn
 - khắc phục bằng cách dùng BTCT ứng lực trước, kết cấu vỏ mỏng ...

CHƯƠNG 2

TÍNH CHẤT CƠ LÝ CỦA VẬT LIỆU

CHÖÔNG 2. TÍNH CHÁÁT CÖ LYÙ CUÙA VÁÛT LIẾÙ

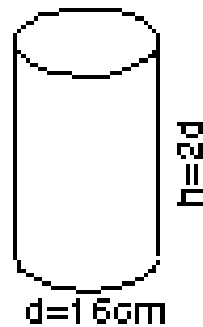
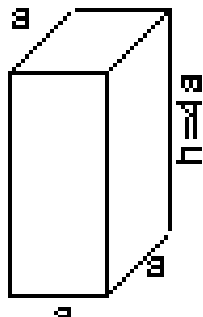
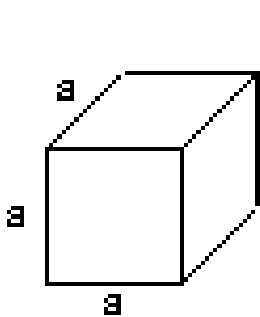
12

2.1 BÊTÔNG

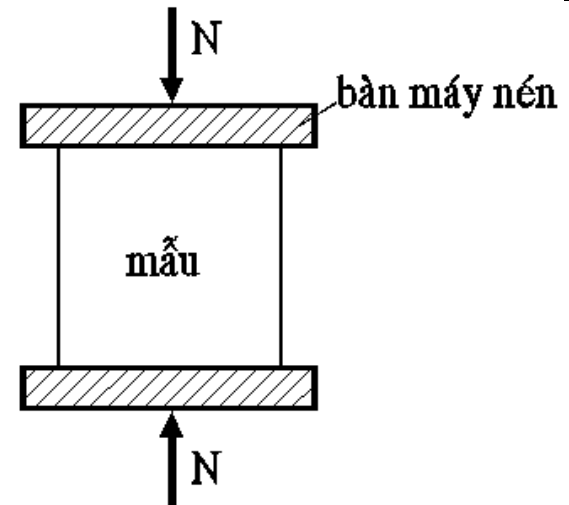
2.1.1 CƯỜNG ĐỘ CỦA BÊTÔNG

- Cường độ là đặc trưng cơ bản của bê tông, phản ánh khả năng chịu lực của nó

a. THÍ NGHIỆM XÁC ĐỊNH CƯỜNG ĐỘ CHỊU NÉN



$$R_n = \frac{N}{F}$$

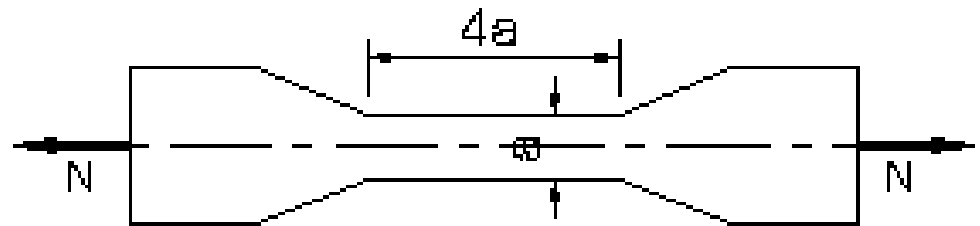


CHÖÔNG 2. TÍNH CHAÁT CÖ LYÙ CUÙA VAÄT LIẾÙ

b. THÍ NGHIỆM XÁC ĐỊNH CƯỜNG ĐỘ CHỊU KÉO

■ Thí nghiệm kéo

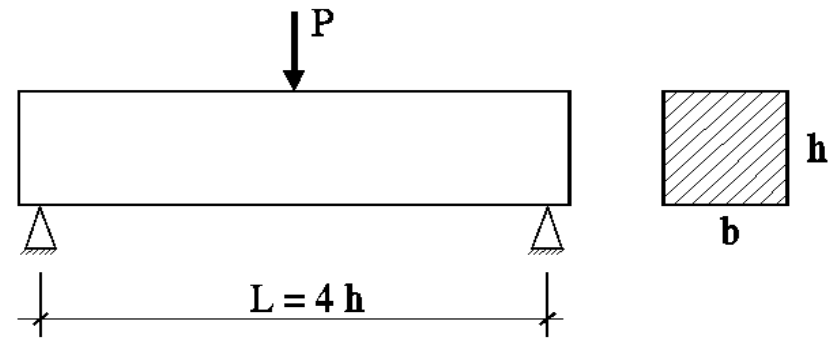
$$R_k = \frac{N_k}{F}$$



■ Thí nghiệm uốn

$$R_k = \frac{M}{\gamma W} = \frac{3,5M}{bh^2}$$

Thông thường, $R_k = 10 \div$



CHÖÔNG 2. TÍNH CHAÁT CÖ LYÙ CUÙA VAÄT LIẾU

14



MỘT SỐ HÌNH ẢNH
THÍ NGHIỆM MẪU BÊ TÔNG



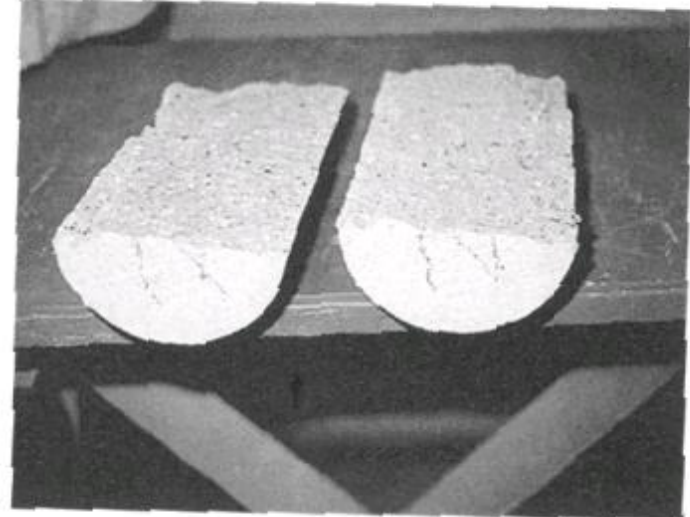
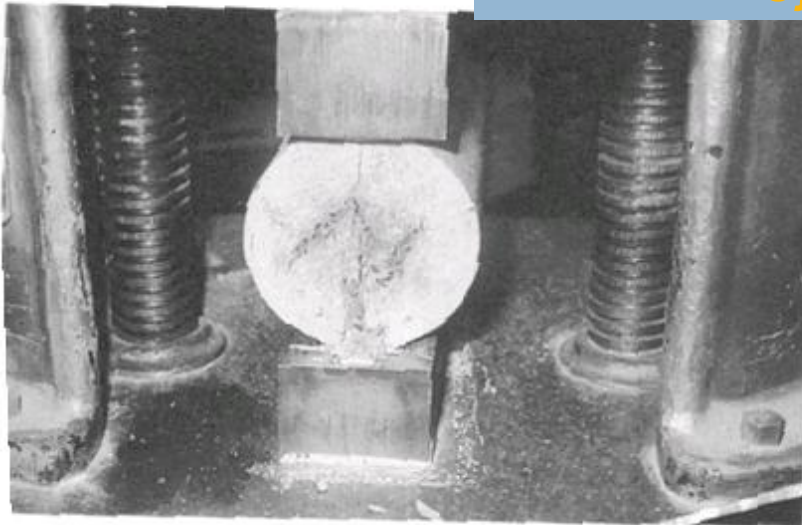
CHÖÔNG 2. TÍNH CHAÁT CÖ LYÙ CUÙA VAÄT LIEÄU

15



**Thí nghiệm nén
mẫu hình trụ**

**Thí nghiệm nén chế để tìm cường độ chịu kéo
*Cylindrical splitting test***



CHÖÔNG 2. TÍNH CHAÁT CÖ LYÙ CUÙA VAÄT LIẾÙ

16

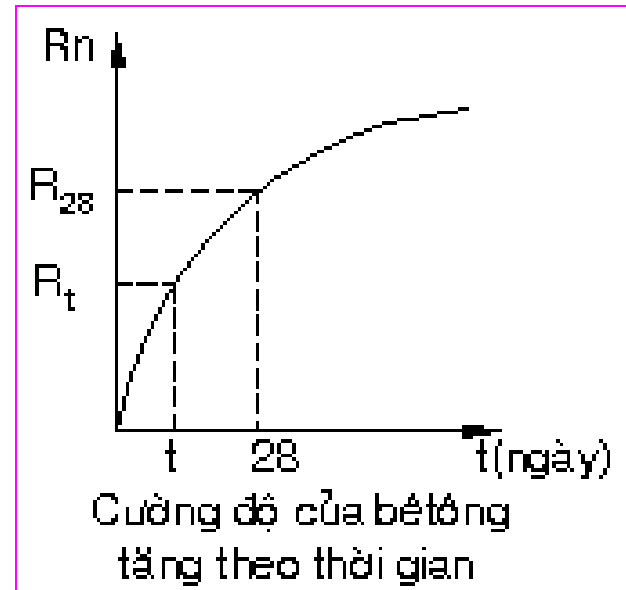
c.CÁC NHÂN TỐ ẢNH HƯỞNG ĐẾN CƯỜNG ĐỘ CỦA BÊTÔNG

- Thành phần bê tông
- Chất lượng của việc nhào trộn, độ đầm chắc của hỗn hợp bê tông khi đổ khuôn và điều kiện bảo dưỡng

- Sự tăng cường độ
bê tông theo thời gian

$$R_t = 0,7 \times R_{28} \times \lg t$$

- Điều kiện thí nghiệm



CHÖÔNG 2. TÍNH CHAÁT CÖ LYÙ CUÛA VAÄT LIEÄU

2.1.2 MÁC BÊTÔNG và CẤP ĐỘ BỀN CHỊU NÉN

a.MÁC THEO CƯỜNG ĐỘ CHỊU NÉN M (kG/cm²)

- BT nặng : M100, M150, M200, M250, M300, M350, M400, ...
 - B15, B20, B30...
- BT nhẹ : M50, M75, M100 , ...
- Trong kết cấu BTCT, dùng bê tông có cấp độ bền chịu nén B15 trở lên, mác BT ≥ 200 .

b.MÁC THEO CƯỜNG ĐỘ CHỊU KÉO K

- K10, K15, K20, ... \rightarrow Bt

c.MÁC THEO KHẢ NĂNG CHỐNG THẤM T

- 12, 14, 18, ...

CHÖÔNG 2. TÍNH CHAÁT CÖ LYÙ CUÙA VAÄT LIËÄU

2.1.3 BIËN DẠNG CỬA BÊTÔNG

a. BIËN DẠNG DO CÖ NGÓT

- Cö ngót là mện tượng BT giảm thể tích khi khô cứng trong không khí, do sự biến đổi lý hóa của quá trình thủy hóa xi măng, do nước bay hơi ...

Các nhân tố chính ảnh hưởng đến co ngót :

- Độ ẩm
- Xi măng, cốt liệu

Biện pháp hạn chế co ngót :

- Chọn thành phần BT thích hợp, đầm chặt, giữ ẩm
- Dùng khe co giãn
- Đặt cốt thép cấu tạo

CHÖÔNG 2. TÍNH CHAÁT CÖ LYÙ CUÙA VAẮT LIEÄU

19

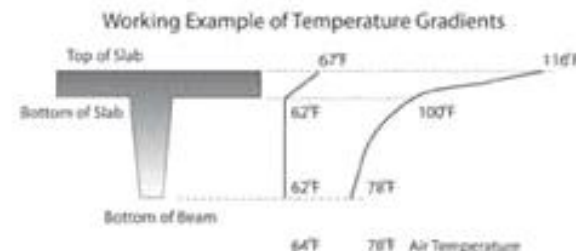
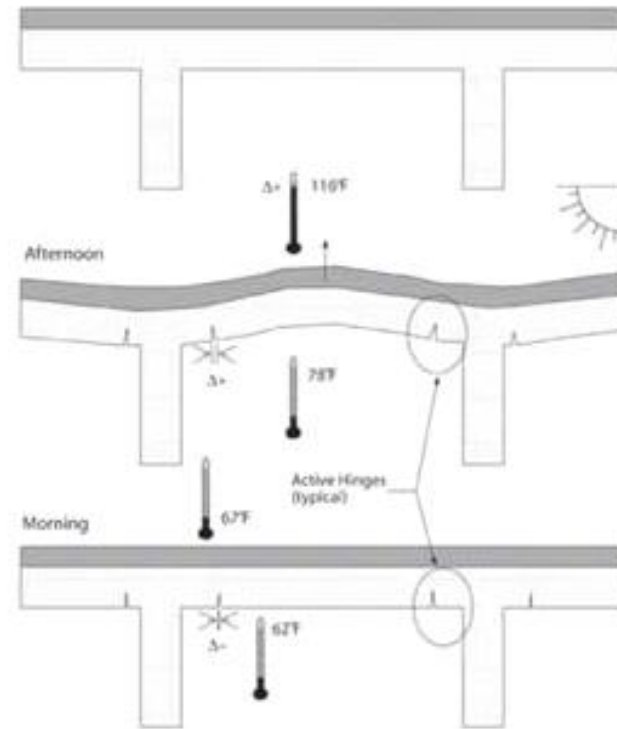
b. BIẾN DẠNG DO NHIỆT ĐỘ

- Hệ số giãn nở vì nhiệt trung bình của bê tông:

$$\alpha_b = 1 \times 10^{-5} / \text{độ C}$$

c. BIẾN DẠNG DO TẢI TRỌNG TÁC DỤNG NGẮN HẠN

- Bê tông không phải là vật liệu đàn hồi hoàn toàn, nó là vật liệu đàn hồi - dẻo.



CHÖÔNG 2. TÍNH CHAÁT CÖ LYÙ CUÙA VAÄT LIEÄU

e.MÔĐUN ĐÀN HỒI, MÔĐUN BIẾN DẠNG, MÔĐUN CHÖÔNG CẮT CÙA BÊTÔNG

Môđun đàn hồi ban đầu E_b

- Khi bê tông chịu nén, trong giai đoạn đàn hồi :

$$E_b = \operatorname{tg} \alpha_0 = \frac{\sigma_b}{\varepsilon_{dh}}$$

Ví dụ : trong điều kiện khô cứng tự nhiên,

bê tông M200 có $E_b = 2,40 \times 10^5 \text{ kG/cm}^2$

<-> B15 có $E_b = 23 \times 10^3 \text{ MPa}$

bê tông M250 có $E_b = 2,65 \times 10^5 \text{ kG/cm}^2$

<-> B20 có $E_b = 27 \times 10^3 \text{ Mpa}$

(E_b =tra phụ lục 3)

CHÖÔNG 2. TÍNH CHAÁT CÖ LYÙ CUÛA VẢÁT LIỄU

21

2.2. CỐT THÉP

2.2.1 PHÂN LOẠI CỐT THÉP DÙNG TRONG

THEO THÀNH PHẦN HÓA HỌC

Thép hợp kim thấp

Cốt thép cán nóng

THEO CÁCH GIA CÔNG CHẾ TẠO

Sợi thép kéo nguội

THEO HÌNH THỨC MẶT NGOÀI

Cốt thép tròn trơn

Cốt thép có gờ

Thép hình L, C, I

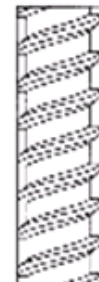
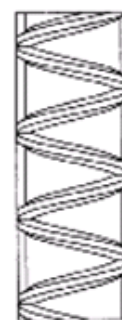
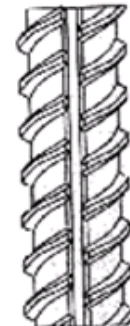
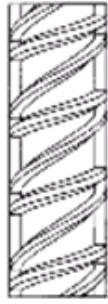
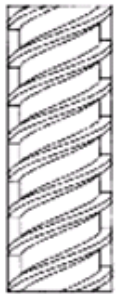
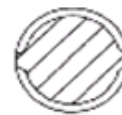
CHÖÔNG 2. TÍNH CHAÁT CÖ LYÙ CUÛA VAÄT LIËÄU

22

Cốt thép tròn trơn CI



Cốt thép có gân (gờ) CII, CIII, CIV



Four threads
two angle ribs

Concentric
two angle ribs

Cross type ribs

Right/right ribs

Five threads

Right/right ribs

Zig zag ribs

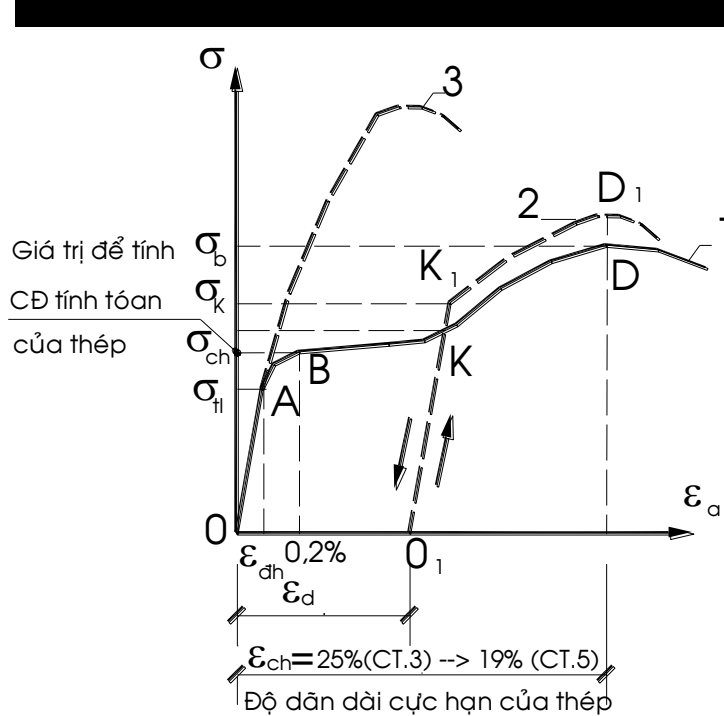
Two threads

CHƯƠNG 2. TÍNH CHẤT CƠ LÝ CỦA VẬT LIỆU

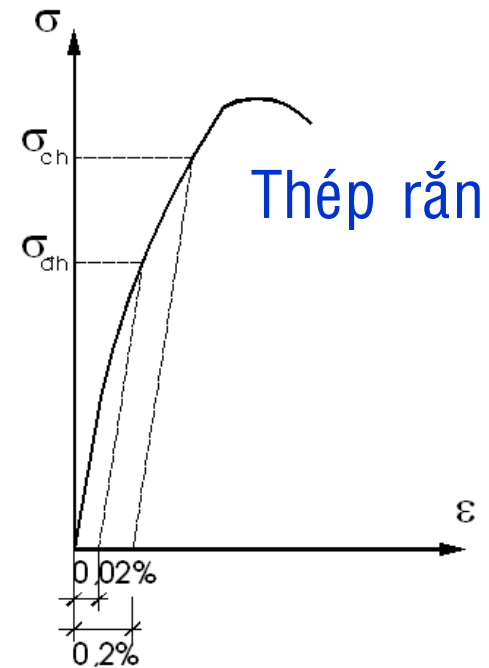
23

2.2.2 MỘT SỐ TÍNH CHẤT CƠ BẢN CỦA CỐT THÉP

a. BIỂU ĐỒ ỨNG SUẤT-BIẾN DẠNG



Sự làm việc của thép khi chịu kéo



Giới hạn đàn hồi và giới hạn chảy quy ước

CHÖÔNG 2. TÍNH CHAÁT CÖ LYÙ CUÙA VAÄT LIEÄU

24

b. CỐT THÉP DỄO VÀ CỐT THÉP RẮN

- Cốt thép dẻo : có thêm chảy rõ ràng...
- Cốt thép rắn : có giới hạn chảy không rõ ràng và $\sigma_{ch} \approx \sigma_b, \dots$

c. ẢNH HƯỞNG CỦA NHIỆT ĐỘ

- Thép bị nung nóng : thay đổi cấu trúc kim loại, giảm cường độ, môđun đàn hồi. Khi để nguội trở lại thì cường độ không được hồi phục hoàn toàn.
- Khi chịu lạnh quá mức (dưới -30°C) , thép trở nên giòn
- Hệ số giãn nở vì nhiệt của thép $\alpha_t = 1 \times 10^{-5} / \text{độ C}$

CHÖÔNG 2. TÍNH CHAÁT CÖ LYÙ CUÛA VAẬT LIÛU

25

2.2.3 PHÂN NHÓM CỐT THÉP

a. THEO TCVN (TCVN 3101:1979)

- 4 nhóm cốt thép carbon . cốt tròn tròn nhóm CI; cốt có gờ nhóm CII, CIII, CIV.
- Các loại dây thép carbon thấp kéo nguội dùng làm cốt thép cho bê tông.

b. THEO CÁC TIÊU CHUẨN KHÁC

- AI AII AIII AIV (trùng lặp đi trùng lặp với các nhóm CII CIII CIV) - AV AVI (TCXDVN 356:2005 sử dụng cách phân loại này)
- Theo giới hạn chảy - FeE220 FeE400, SR235, SD295, SD340, SD390, .
- W,

CHÖÔNG 2. TÍNH CHAÁT CÖ LYÙ CUÙA VAÄT LIEÄU

26

2.3. BÊTÔNG CỐT THÉP

2.3.1 LỰC DÍNH GIỮA BÊTÔNG VÀ CỐT THÉP

- Lực dính bao gồm sự bám dính chung, sự căng biến dạng, sự truyền lực qua lại giữa bê tông và cốt thép .

CHÖÔNG 2. TÍNH CHAÁT CÔ LYÙ CUÙA VAÄT LIEÄU

27

a. CÁC NHẬN TỔ TẠO NÊN LỰC DÍNH

- Cốt thép co ngót > BT dãn nở không đều
- Keo xi măng dán chặt cốt thép với bê tông.
- Có lực ma sát giữa cốt thép và bê tông khi co ngót.

b. CÁC NHẬN TỔ ẢNH HƯỞNG ĐẾN LỰC DÍNH

- Trong cấu kiện chịu nén thì lực dính tốt hơn so với trong cấu kiện chịu kéo .
- Chất lượng bê tông
- Bề mặt cốt thép
- Công thức thực nghiệm :

CHÖÔNG 2. TÍNH CHAÁT CÖ LYÙ CUÙA VAÄT LIEÄU

28

2.3.2 Sự phá hoại và hư hỏng của BTCT

■ Sự phá hoại do chịu lực

- Sự phá hoại của Thanh chịu kéo
- Sự phá hoại của Thanh chịu nén
- Sự phá hoại của Dầm chịu uốn

■ Sự hư hỏng do tác dụng của môi trường

Nguyên nhân

- Tác dụng cơ học.
- Tác dụng sinh học.
- Tác dụng hóa học.

CHÖÔNG 2. TÍNH CHAÁT CÖ LYÙ CUÛA VAÄT LIËÄU

29

Biện pháp bảo vệ

- Bao dam 10p betong bảo vệ, công trình thông thoáng, tránh ẩm ướt .
- Làm sạch bề mặt cốt thép (cạo gỉ, chùi bụi ...), sơn hay tô mặt ngoài bê tông.
- Dùng cốt liệu và nước sạch để đổ bê tông .

CHƯƠNG 3

NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN VÀ CẤU TẠO BTCT

Chương 3. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN VÀ CẤU TẠO BTCT

31

TÍNH TOÁN :

- Xác định tải trọng và tác động, xác định nội lực và tổ hợp nội lực, xác định khả năng chịu lực của kết cấu hoặc tính toán tiết diện BTCT.

CẤU TẠO :

- Chọn vật liệu (mác bê tông, nhóm cốt thép), chọn kích thước tiết diện cấu kiện, chọn và bố trí cốt thép, giải quyết liên kết ...

Chương 3. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN VÀ Ø CẤU TẠO BTCT

32

3.1. TẢI TRỌNG VÀ TÁC ĐỘNG

- Tác động cơ nguồn gốc thiên nhiên như gió bão, động đất, áp lực nước ngầm, áp lực đất, sự thay đổi nhiệt độ...
- Tác động khác như trọng lượng vật liệu và kết cấu, hoạt động của con người trong công trình, sự vận hành của máy móc thiết bị, sự cố cháy nổ ...

3.1.1 PHÂN LOẠI TẢI TRỌNG

THEO TÍNH CHẤT

Tải trọng thường xuyên (tĩnh tải)

Tải trọng tạm thời (hoạt tải)

Tải trọng đặc biệt

Chương 3. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN VÀO CẤU TẠO BTCT

33

3.1.1 PHÂN LOẠI TẢI TRỌNG

THEO THỜI HẠN TÁC DỤNG

```
graph LR; A[THEO THỜI HẠN TÁC DỤNG] --> B[Tải trọng dài hạn]; A --> C[Tải trọng ngắn hạn];
```

Tải trọng dài hạn

Tải trọng ngắn hạn

THEO PHƯƠNG, CHIỀU

```
graph LR; A[THEO PHƯƠNG, CHIỀU] --> B[Tải trọng đứng]; A --> C[Tải trọng ngang];
```

Tải trọng đứng

Tải trọng ngang

THEO TRỊ SỐ

```
graph LR; A[THEO TRỊ SỐ] --> B[Tải trọng tiêu chuẩn]; A --> C[Tải trọng tính toán];
```

Tải trọng tiêu chuẩn

Tải trọng tính toán

Chương 3. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN VÀO CẤU TẠO BTCT

34

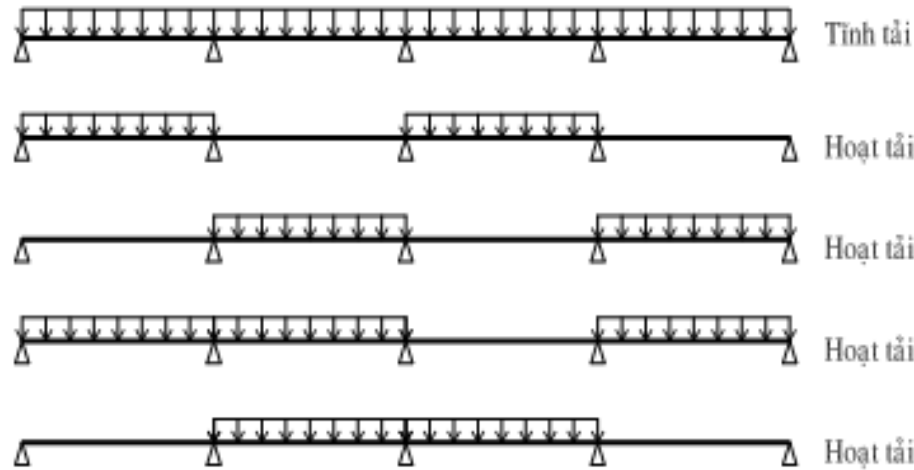
3.1.2 Tổ hợp tải trọng

- Tải trọng tương xuyên tác dụng lên kết cấu, trong khi đó hoạt tải có thể xuất hiện ở những chỗ khác nhau vào những thời điểm khác nhau.
- Tổ hợp tải trọng : sắp xếp vị trí của hoạt tải để tìm giá trị nội lực lớn nhất ở một tiết diện nào đó.

Nội lực ứng với mỗi trường hợp tải trọng có thể được xác định theo sơ đồ đàn hồi hoặc sơ đồ có xét đến biến dạng dẻo trong BTCT.

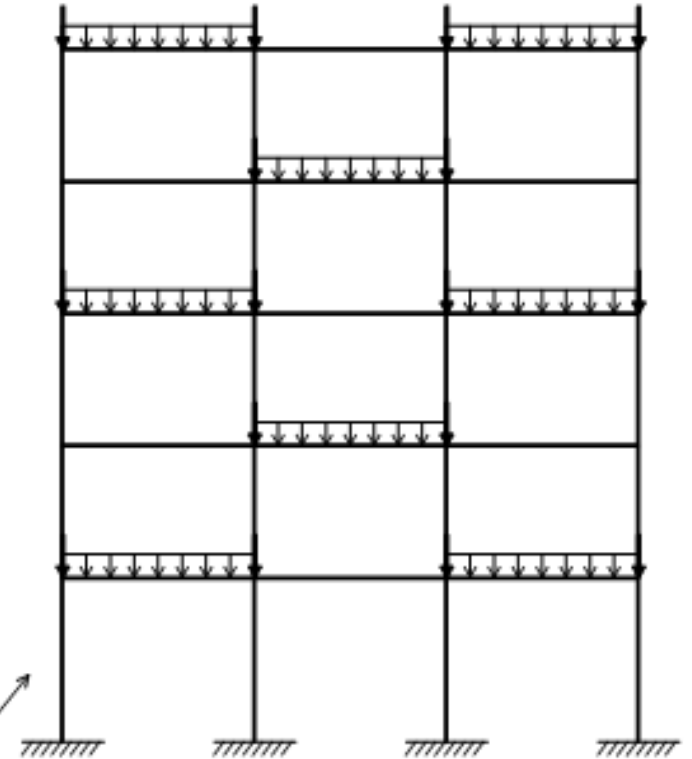
Chương 3. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN VẠØ CẤU TẠO BTCT

35



Ví dụ : một số cách sắp hoạt tải trong dầm liên tục

Ví dụ : sắp hoạt tải cách tầng cách nhịp trong khung



Một số trường hợp tải trọng

Chương 3. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN VÀ CẤU TẠO BTCT

36

3.2. CƯỜNG ĐỘ TIÊU CHUẨN VÀ CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN

3.2.1 BÊTÔNG

■ **CƯỜNG ĐỘ TIÊU CHUẨN** R^{tc}

■ **CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN**

$$R = \frac{R^{tc}}{k_b} m_b$$

Chương 3. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN VÀ Ø CẤU TẠO BTCT

3.2.2 CỐT THÉP

■ CƯỜNG ĐỘ TIÊU CHUẨN

- Trên nam châm nam châm nghiệm kéo kiểm tra cường độ cốt thép. Với cốt thép dẻo kiểm tra theo giới hạn chảy, với cốt thép rắn kiểm tra theo giới hạn bền. Cường độ tiêu chuẩn (R_a^{tc}) lấy bằng giá trị kiểm tra nhỏ nhất với xác suất bảo đảm $\geq 95\%$.

■ CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN

- Cường độ tính toán về kéo (R_a):
- Cường độ tính toán về nén (R'_a)

$$R_a = \frac{R_a^{tc}}{k_a} m_a$$

3.3 PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN KẾT CẤU BTCT

- *Hiện nay, kết cấu BTCT được tính toán theo phương pháp trạng thái giới hạn (TTGH).*
- *Trạng thái giới hạn là trạng thái mà từ đó trở đi kết cấu không còn thỏa mãn những yêu cầu đặt ra cho nó.*
- 2 nhóm TTGH : về **khả năng chịu lực** và về **điều kiện sử dụng bình thường**.

Chương 3. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN VÀ Ø CẤU TẠO BTCT

39

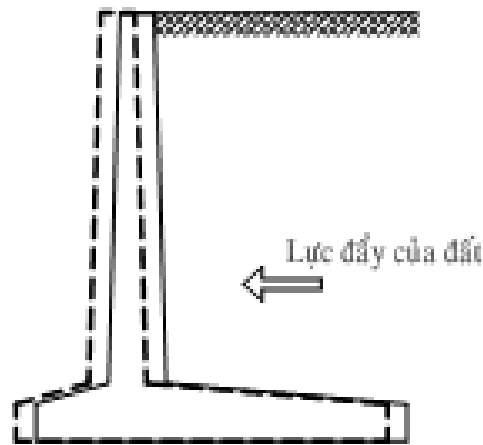
3.3.1 NHÓM TTGH THỨ NHẤT (về cường độ)

- Bảo đảm khả năng chịu lực cho kết cấu:
 - Không bị phá hoại do tác dụng của tải trọng và tác động.
 - Không bị mất ổn định về hình dáng hoặc về vị trí.
 - Không bị phá hoại vì mỏi.
 - Không bị phá hoại do tác dụng đồng thời của những nhân tố về lực và những ảnh hưởng bất lợi của môi trường.
- Điều kiện tính toán : $T \leq T_{gh}$
- Bài toán thiết kế
- Bài toán kiểm tra

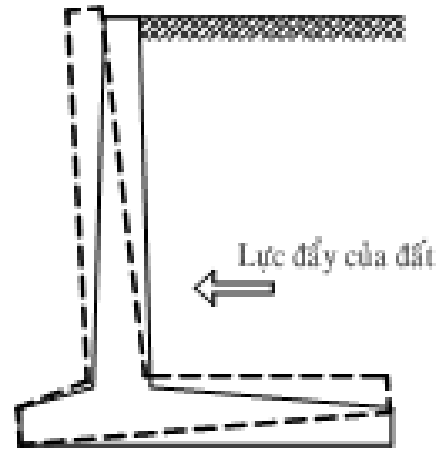
$$T = \sum T_i^{tc} n_i c_i$$

Chương 3. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN VÀ Ø CẤU TẠO BTCT

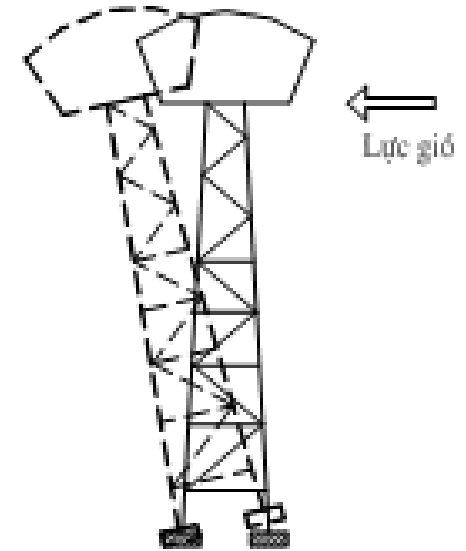
40



Tường chắn mất ổn định trượt



Tường chắn mất ổn định lật

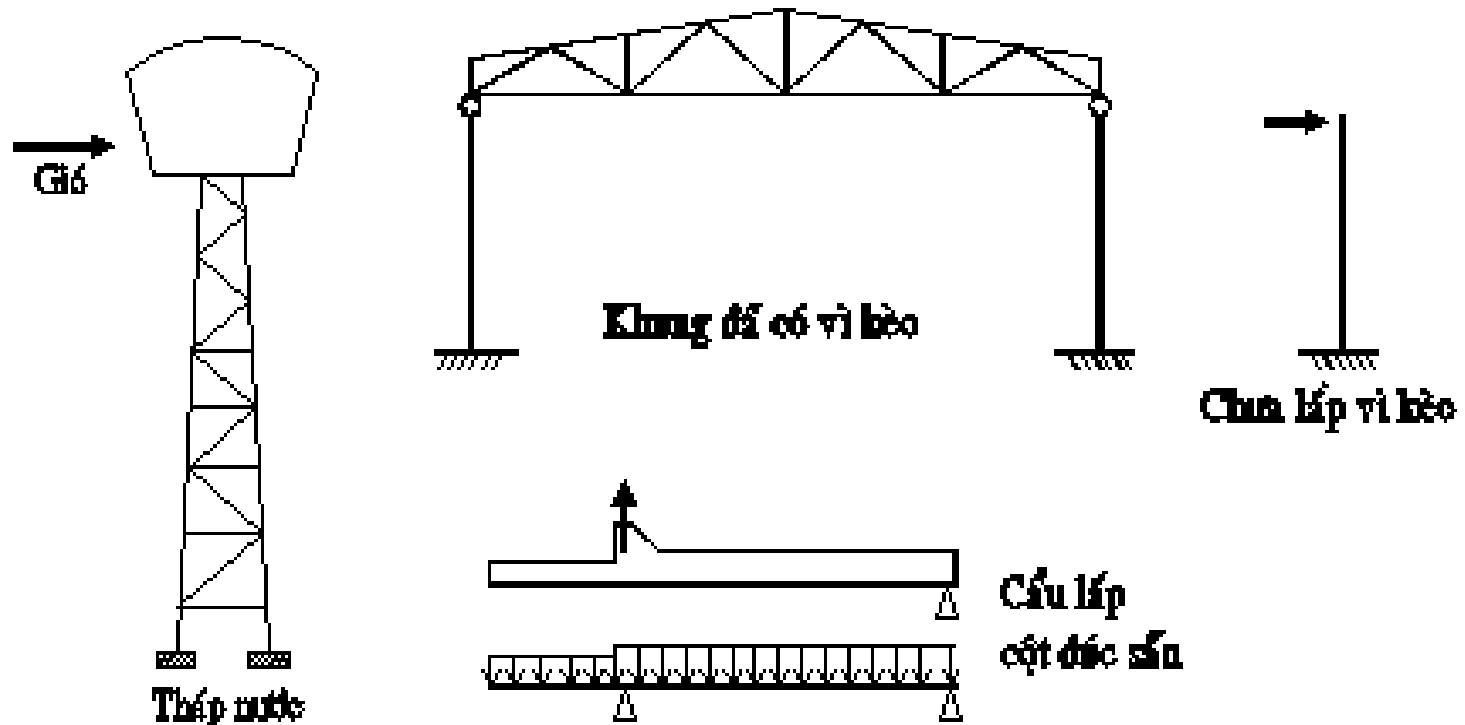


Tháp nước mất ổn định lật

Minh họa một số hình ảnh mất ổn định của kết cấu

Chương 3. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN VÀ Ø CẤU TẠO BTCT

41



Minh họa một số giai đoạn làm việc của kết cấu

Chương 3. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN VÀ CÁC ÁI TẠO BTCT

3.3.2 NHÓM TTGH THỨ HAI

- Hạn chế biến dạng để bảo đảm điều kiện sử dụng bình thường
- Khi tính toán theo TTGH thứ hai thì dùng tải trọng tiêu chuẩn và cường độ tiêu chuẩn của vật liệu.
- Kiểm tra biến dạng : $f \leq f_{gh}$

Độ võng giới hạn của cấu kiện BTCT	
Loại cấu kiện	Giới hạn độ võng
1. Dầm cầu trục chạy điện	(1/600) L
2. Sàn có trần phẳng, cấu kiện của mái :	
- Khi nhịp $L < 6$ m	(1/200) L
- Khi nhịp $6 \leq L \leq 7,5$ m	3 cm
- Khi nhịp $L > 7,5$ m	(1/250) L

*Ghi chú: L là nhịp tính toán của dầm hoặc bản kê lên 2 gối.
Đối với console thì dùng $L = 2L_1$ với L_1 là độ vươn của console*

Chương 3. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN VÀO CẤU TẠO BTCT

43

- Kiểm tra sự hình thành và mở rộng khe nứt
 - **Đối với cấu kiện cho phép nứt :** $a_n \leq a_{n,gh}$
 - **Đối với cấu kiện không cho phép nứt :** $T \leq T_n$
- Một số trường hợp cần thiết phải tính toán theo TTGH thứ hai:
 - *Kiểm tra độ võng* cho dầm có nhịp $\geq 7m$
 - *Kiểm tra nứt* cho dầm có nhịp $\geq 10m$; kết cấu lắp ghép, bể chứa chất lỏng, chất khí ...

Chương 3. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN VÀ CẤU TẠO BTCT

44

3.4 NGUYÊN TẮC CẤU TẠO BTCT

3.4.1 HÌNH DẠNG VÀ KÍCH THƯỚC TIẾT DIỆN

- *Chọn hình dạng và kích thước tiết diện phải bảo đảm.*
 - Khả năng chịu lực
 - Độ cứng
 - Độ ổn định
 - Tiết kiệm vật liệu
 - Thuận tiện thi công
 - Bảo đảm mỹ quan công trình

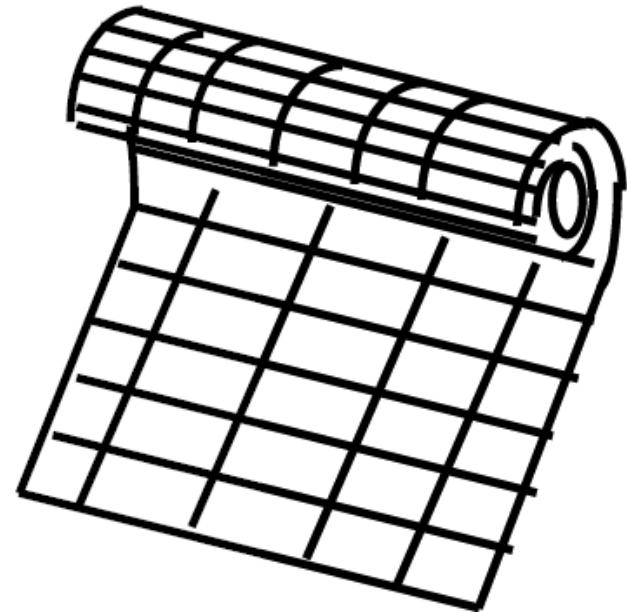
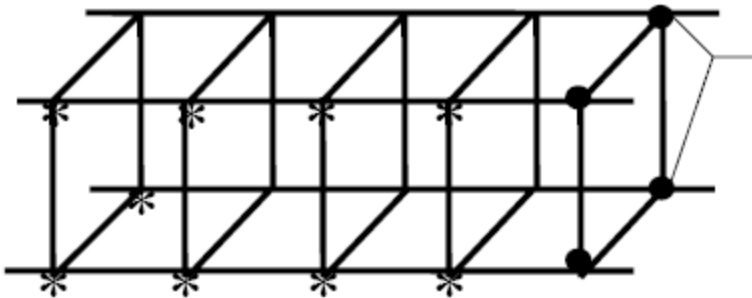
Chương 3. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN VÀ Ø CẤU TẠO BTCT

45

3.4.2 CẤU TẠO CỐT THÉP

a. KHUNG VÀ LƯỚI CỐT THÉP

- Cốt thép đặt vào trong BT không được để rời mà phải liên kết chúng lại với nhau thành khung hoặc lưới.



Chöông 3. NGUYEÂN LYÙ TÍNH TOAÙN VAØ CAÁU TAÏO BTCT

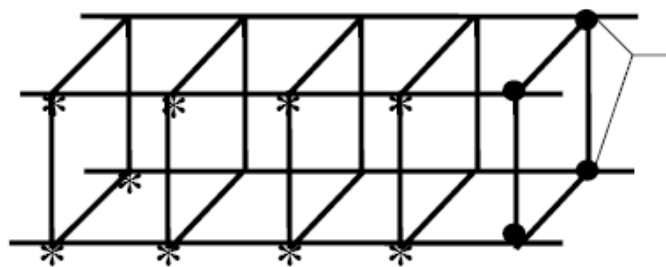
46

3.4.2 CẤU TẠO CỐT THÉP

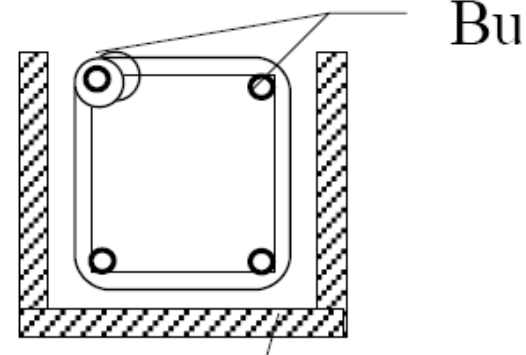
b. THÉP CHỊU LỰC VÀ THÉP CẤU TẠO

Thép chịu lực : được tính toán để chịu các ứng suất do tải trọng.

Thép cấu tạo : thường không cần tính toán, được đặt theo qui định của qui phạm và theo kinh nghiệm, để: liên kết cốt chịu lực thành khung / lưới, giảm co ngót không đều, chịu ứng suất do nhiệt độ thay đổi, phân bố tác dụng của tải trọng tập trung, vv...



Buộc



Bu

Chương 3. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN VÀ Ø CẤU TẠO BTCT

c. CHỌN VÀ BỐ TRÍ CỐT THÉP

■ Đường kính cốt thép :

Trong cùng 1 tiết diện, không nên dùng quá nhiều loại đường kính cốt thép. Chênh lệch đường kính các cốt thép trong một tiết diện nên $3 \leq \Delta\phi \leq 10$ mm

■ Chiều dày lớp bê tông bảo vệ cốt thép **chịu lực**:

tính từ mép ngoài bê tông đến mép ngoài gần nhất của cốt thép chịu lực: $a_0 \geq \{\phi_{\max}, a_0^{\min}\}$

$$a_0 \geq \begin{cases} d_{\max} \\ a_0^{\min} \end{cases}$$

a_0^{\min} - tùy từng loại cấu kiện, **thông thường** lấy:

Trong bản sàn và tường: $a_0^{\min} = 10\text{mm};$

Trong dầm, sườn và cột: $a_0^{\min} = 20\text{mm};$

Trong móng lắp ghép: $a_0^{\min} = 30\text{mm};$

Trong móng toàn khối: $a_0^{\min} = 35\text{mm};$

Chương 3. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN

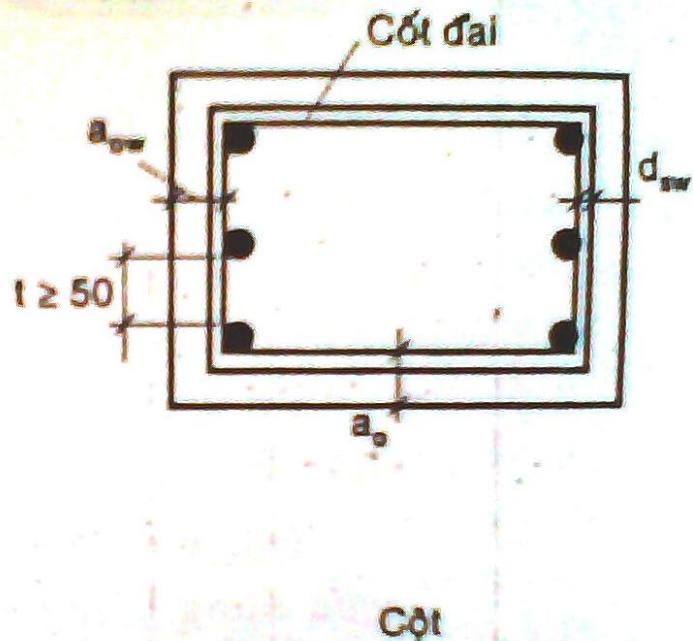
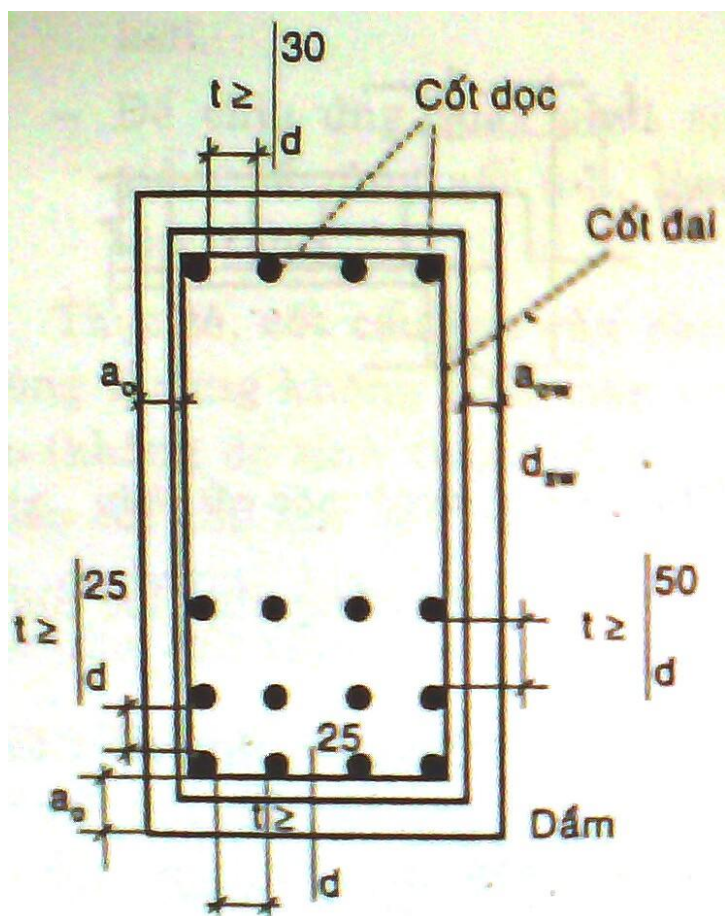
c. CHỌN VÀ BỐ TRÍ CỐT THÉP

48

■ Khoảng hở cốt thép : $t \geq \{\phi_{\max}, t_{\min}\}$

$$t \geq \begin{cases} d_{\max} \\ t_{\min} \end{cases}$$

đủ rộng để vữa bê tông lọt qua và xung quanh mỗi cốt thép có một lớp bê tông bảo vệ để đảm bảo điều kiện về lực dính bám.



KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP

(THEO TIÊU CHUẨN 22TCN272-05)

Mục lục

1	KHÁI NIỆM CHUNG VỀ KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP	4
1.1	ĐẶC ĐIỂM CHUNG CỦA KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP	4
1.1.1	Bê tông cốt thép.....	4
1.1.2	Bê tông cốt thép dự ứng lực (DƯL).....	5
1.2	ĐẶC ĐIỂM CHUNG VỀ CẤU TẠO VÀ CHẾ TẠO KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP 6	
1.2.1	Đặc điểm cấu tạo :.....	6
1.2.2	Đặc điểm chế tạo:.....	8
2	VẬT LIỆU DÙNG TRONG BÊ TÔNG CỐT THÉP.....	13
2.1	BÊ TÔNG.....	13
2.1.1.	Phân loại bê tông.....	13
2.1.2.	Các thuộc tính ngắn hạn của bê tông cứng.....	14
2.1.3.	Các thuộc tính dài hạn của bê tông cứng	21
2.2	CỐT THÉP	28
2.2.1.	Cốt thép thường.....	28
2.2.2.	Cốt thép dự ứng lực.....	30
2.3	BÊ TÔNG CỐT THÉP	35
2.3.1.	Khái niệm về dính bám giữa bê tông và cốt thép.....	35
2.3.2.	Chiều dài phát triển lực	36
2.3.3.	Các dạng phá hoại và hư hỏng của bê tông cốt thép	37
3	NGUYÊN LÝ THIẾT KẾ THEO TIÊU CHUẨN 22TCN272-05	38
3.1	QUAN ĐIỂM CHUNG VỀ THIẾT KẾ	38
3.2	SỰ PHÁT TRIỂN CỦA QUÁ TRÌNH THIẾT KẾ	38
3.2.1.	Thiết kế theo ứng suất cho phép (ASD)-Allowable Stress Design	38
3.2.2.	Thiết kế theo hệ số tải trọng và sức kháng (LRFD-Load and Resistance Factors Design) 39	
3.3	NGUYÊN TẮC CƠ BẢN CỦA TIÊU CHUẨN 22TCN 272-05	40
3.3.1.	Tổng quát.....	40
3.3.2.	Khái niệm về tính dẻo, tính dư và tầm quan trọng trong khai thác	41
3.3.3.	Các trạng thái giới hạn	42
3.4	TẢI TRỌNG VÀ HỆ SỐ TẢI TRỌNG THEO 22TCN 272-01	44
4.4.1.	Tải trọng và tên tải trọng- Các tổ hợp tải trọng.....	45
4	CẤU KIỆN CHỊU UỐN	49
4.1	ĐẶC ĐIỂM CẤU TẠO	49

4.1.1	Cấu tạo của bản và dầm.....	49
4.1.2	Tiêu chuẩn lựa chọn tỷ lệ chiều dài – chiều cao nhịp	52
4.1.3	Chiều dày lớp bê tông bảo vệ.....	52
4.1.4	Cự li cốt thép	53
4.1.5	Triển khai cốt thép chịu uốn.....	55
4.2	ĐẶC ĐIỂM CHỊU LỰC , CÁC GIẢ THIẾT CƠ BẢN.....	55
4.2.1	Đặc điểm làm việc.....	55
4.2.2	Các giả thiết cơ bản	59
4.2.3	Giả thiết phân bố ứng suất khối chữ nhật.....	60
4.3	TÍNH TOÁN TIẾT DIỆN BTCT THƯỜNG THEO TTGH CƯỜNG ĐỘ	60
4.3.1	Tính toán tiết diện chữ nhật cốt thép đơn.....	60
4.3.2	Tính toán tiết diện chữ nhật cốt thép kép:.....	66
4.3.3	Tính toán tiết diện chữ T	71
4.4	TÍNH TOÁN THIẾT KẾ CHỊU CẮT	78
4.4.1	Mô hình chống và giằng (Strut And Tie Models).....	78
4.4.1.1	Nguyên lý chung và phạm vi áp dụng :	78
4.4.1.2	Phân chia kết cấu thành các vùng B và D:.....	80
4.4.1.3	Một số mô hình tiêu biểu.	83
4.4.2	Các bộ phận của mô hình chống và giằng :.....	87
4.4.3	Các phương pháp thiết kế, các yêu cầu chung	89
4.4.3.1	Các phương pháp thiết kế	89
4.4.3.2	Các yêu cầu chung	89
4.4.4	Mô hình thiết kế mặt cắt.....	92
4.4.4.1	Sức kháng cắt danh định	92
4.4.4.2	Thiết kế chịu lực cắt cấu kiện BTCT thường.....	93
4.5	TÍNH TOÁN KẾT CẤU BTCT THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG VÀ TRẠNG THÁI GIỚI HẠN MỎI	99
4.5.1	Trạng thái giới hạn sử dụng	99
4.5.1.1	Nứt và Quá trình hình thành và mở rộng vết nứt.....	99
4.5.1.2	Kiểm soát nứt của dầm BTCT thường chịu uốn (A5.7.3.4)	100
4.5.1.3	Khống chế biến dạng (A5.7.3.6).....	102
4.5.1.4	Phân tích ứng suất trong BT, CT của dầm BTCT thường chịu uốn	103
5	CẤU KIỆN CHỊU LỰC DỌC TRỰC	111
5.1	ĐẶC ĐIỂM CẤU TẠO	111
5.1.1	Hình dạng mặt cắt:	111
5.1.2	Vật liệu:	111
5.2	ĐẶC ĐIỂM CHỊU LỰC VÀ GIẢ THIẾT TÍNH TOÁN	115
5.2.1	Phân loại cột- theo tính chất chịu lực:.....	115
5.2.2	Các giả thiết tính toán:	118
5.3	TÍNH TOÁN CÁC LOẠI CỘT.....	119
5.3.1	Khả năng chịu lực của cột ngắn:	119

5.3.2	Tính toán cột mảnh.....	130
5.3.3	Tính toán cột chịu nén lệch tâm theo hai phương	133
6	KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP DỰ ỨNG LỰC	140
	(BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC).....	140
6.1	KHÁI NIỆM CHUNG.....	140
6.1.1	Giới thiệu.....	140
6.1.2	Trạng thái ứng suất dầm bê tông dự ứng lực.....	140
6.2	PHÂN LOẠI BÊ TÔNG CỐT THÉP DỰ ỨNG LỰC	141
6.2.1	Theo vị trí của lực căng.....	141
6.2.2	Theo thời điểm căng.....	142
6.2.3	Theo hình dạng cáp dự ứng lực.....	143
6.2.4	Theo mức độ hạn chế ứng suất kéo trong trong bê tông	143
6.2.5	Theo mức độ dính bám của thép dự ứng lực và bê tông	143
6.3	CÁC CHỈ DẪN VỀ CẤU TẠO	143
6.3.1	Thiết bị cho cấu kiện BTCT DƯỠ	143
6.3.2	Vật liệu dùng trong BTCT DƯỠ.....	146
6.3.3	Bố trí cốt thép.....	147
6.4	CÁC CHỈ DẪN VỀ TÍNH TOÁN	148
6.4.1	Trị số ứng suất trước trong cốt thép và bê tông	148
6.4.2	Mất mát ứng suất trước trong cốt thép	148
6.4.2.1	Tổng mất mát ứng suất trước	148
6.4.2.2	Các mất mát ứng suất tức thời	149
6.4.2.3	Các mất mát ứng suất theo thời gian.....	151
6.4.3	Chỉ dẫn tính toán theo trạng thái giới hạn sử dụng	153
6.4.3.1	Giới hạn ứng suất đối với bê tông tại thời điểm truyền lực căng - các cấu kiện dự ứng lực toàn phần	154
6.4.3.2	Giới hạn ứng suất đối với bê tông ở giai đoạn sử dụng - các cấu kiện dự ứng lực toàn phần	155
6.4.3.3	Các giới hạn ứng suất đối với cốt thép dự ứng lực	156
6.4.4	Chỉ dẫn tính toán chịu uốn theo trạng thái giới hạn cường độ	157
6.4.4.1	Chiều cao trục trung hoà của dầm có cốt thép dính bám	157
6.4.4.2	Vị trí trục trung hoà đối với dầm có cốt thép không dính bám.....	160
6.4.4.3	Sức kháng uốn.....	163
6.4.4.4	Các giới hạn về cốt thép.....	163
6.4.5	Thiết kế chịu lực cắt cấu kiện BTCT Dự ứng lực	168
	TÀI LIỆU THAM KHẢO.....	172

Dạng tiết diện và sơ đồ bố trí cốt thép phụ thuộc vào trạng thái ứng suất trên tiết diện. Trong cấu kiện chịu uốn trạng thái ứng suất trên tiết diện có vùng kéo có vùng nén thì tiết diện thường được mở rộng ở vùng nén(như chữ T). Với cấu kiện chỉ chịu lực dọc trục trên tiết diện ứng suất gần như phân bố đều dạng tiết diện thường được chọn là đối xứng như vuông, tròn, chữ nhật.

a/-Bê tông cốt thép thường:

Cốt thép được đặt vào trong cấu kiện bê tông cốt thép để: chịu ứng suất kéo, chịu ứng suất nén, để định vị các cốt thép khác. Số lượng do tính toán định ra nhưng cũng phải thoả mãn các yêu cầu cấu tạo.

Cốt thép chịu ứng suất kéo do nhiều nguyên nhân gây ra: Mô men uốn, lực cắt, lực dọc trục, mô men xoắn, tải cục bộ.

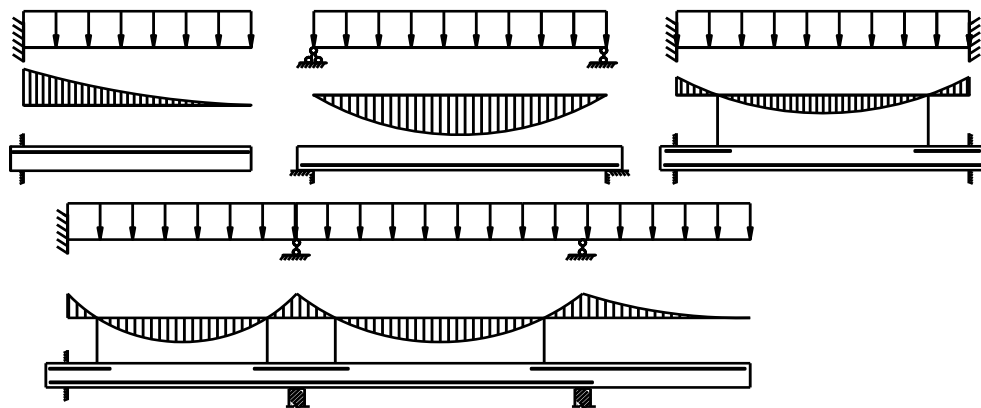
Cốt thép chịu kéo mômen uốn gây ra đó là các cốt thép dọc chủ đặt ở vùng chịu kéo của cấu kiện, đặt theo sự xuất hiện của biểu đồ mô men hình 1.3, đặt càng xa trục trung hoà càng tốt.

Cốt thép chịu kéo do lực cắt gây ra đó là các cốt thép đai (cốt ngang) được đặt theo sự xuất hiện của biểu đồ lực cắt hình 1.4

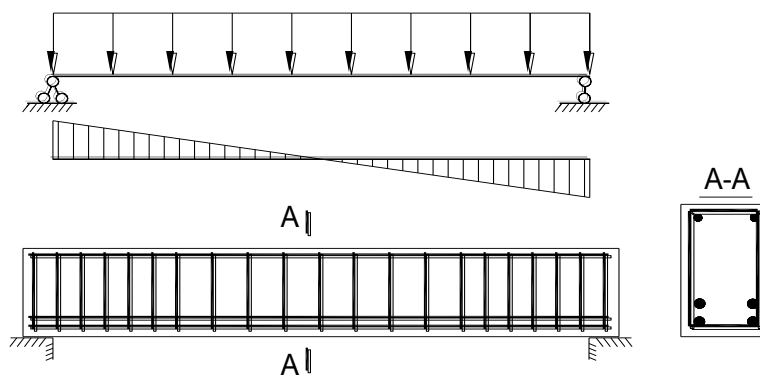
Cốt thép chịu ứng suất nén: Đó là các cốt dọc chịu nén trong dầm, cột, các cốt thép này cùng tham gia chịu nén với bê tông.

Cốt thép định vị các cốt thép khác trong thi công.

Cốt thép kiểm soát nứt bề mặt phân bố gần bề mặt cấu kiện làm nhiệm vụ chịu ứng suất đó có ngót , thay đổi nhiệt độ, các cốt dọc và cốt thép ngang là một phần của cốt thép kiểm soát nứt bề mặt.



Hình 1.3 Biểu đồ mô men và cách đặt cốt thép



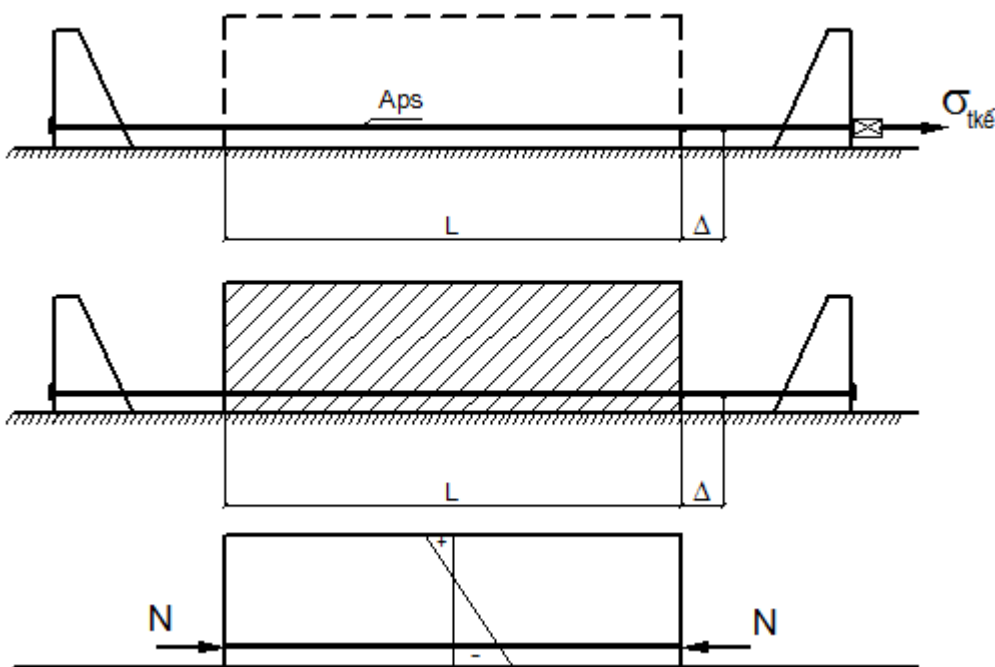
Hình 1.4 Biểu đồ lực cắt và bố trí cốt đai

- Bê tông cốt thép dự ứng lực (bê tông ứng suất trước)

c-Phân loại BTCTDUL theo phương pháp tạo dự ứng lực :

❖ Cấu kiện thi công kéo trước (phương pháp căng cốt thép trên bê) : Hình 1.5

Cốt thép dự ứng lực được neo một đầu cố định vào bê còn đầu kia được kéo ra với lực kéo N. Dưới tác dụng của lực kéo N cốt thép được kéo trong giới hạn đàn hồi sẽ giãn dài ra một đoạn Δl tương ứng với ứng suất kéo thiết kế xuất hiện trong cốt thép. Sau đó người ta cố định đầu này của cốt thép vào bê. Tiếp theo ta đặt cốt thép thường và đổ bê tông cấu kiện. Khi bê tông cấu kiện đủ cường độ cần thiết, người ta tiến hành buông cốt thép. Lúc này cốt thép dự ứng lực có xu hướng co lại khôi phục chiều dài ban đầu và sinh ra nén bê tông .



Hình 1.5 Sơ đồ phương pháp thi công kéo trước

Để tăng thêm dính bám giữa bê tông và cốt thép DUL người ta thường dùng cốt thép DUL là cốt thép có gờ, hoặc cốt thép trơn được xoắn lại, hoặc tạo mấu neo đặc biệt ở hai đầu .

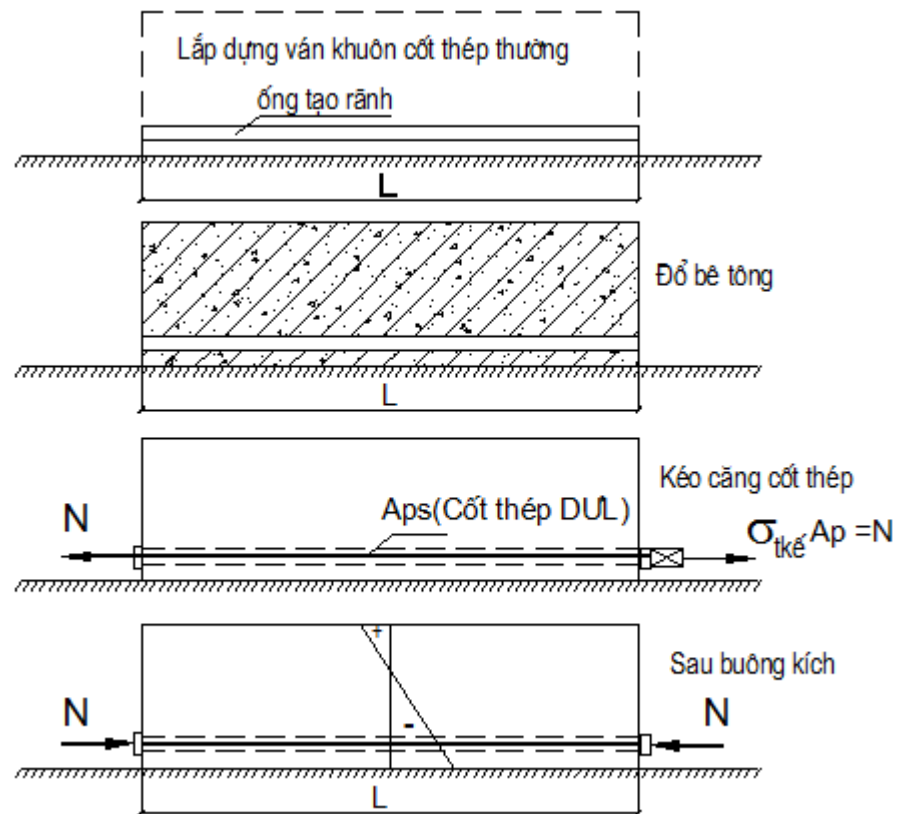
Phạm vi áp dụng: Dùng cho các cấu kiện thẳng có nhịp ngắn và vừa, đặc biệt hiệu quả với các cấu kiện sản xuất hàng loạt ở xưởng.

❖ Cấu kiện thi công kéo sau: Hình 1.6

Trước tiên người ta lắp dựng ván khuôn, cốt thép thường và đặt các ống tạo rãnh (trong đó có thể đặt trước cốt thép DUL hoặc luôn sau) bằng tôn , kẽm hoặc vật liệu khác .Sau đó đổ bê tông cấu kiện, khi bê tông cấu kiện đủ cường độ ta tiến hành luôn cốt thép và kéo căng đến ứng suất thiết kế. Sau khi căng xong cốt thép DUL được neo chặt vào đầu cấu kiện.Thông qua các neo cấu kiện sẽ bị nén bằng lực kéo căng trong cốt thép. Tiếp đó người ta bơm vữa xi măng vào trong ống rãnh để bảo vệ cốt thép khỏi bị ăn mòn và tạo ra lực dính bám giữa bê tông với cốt thép. Nhưng cũng có trường hợp cốt thép được bảo vệ trong ống rãnh bằng mỡ chống gỉ, trường hợp này được gọi là cấu kiện DUL không dính bám.

Phương pháp này luôn phải có neo, khi kéo từ một đầu thì đầu kia là neo chết (neo sẵn một đầu như : neo móc câu, neo kiểu múi bươi, kiểu thòng lọng).

Phạm vi áp dụng của phương pháp này: dùng để kéo căng các bó sợi hoặc dây cáp đặt theo đường thẳng hoặc cong, dùng cho các cấu kiện chịu lực lớn như kết cấu cầu. Phương pháp này thường được thực hiện tại công trường.



Hình 1.6 Sơ đồ phương pháp thi công kéo sau

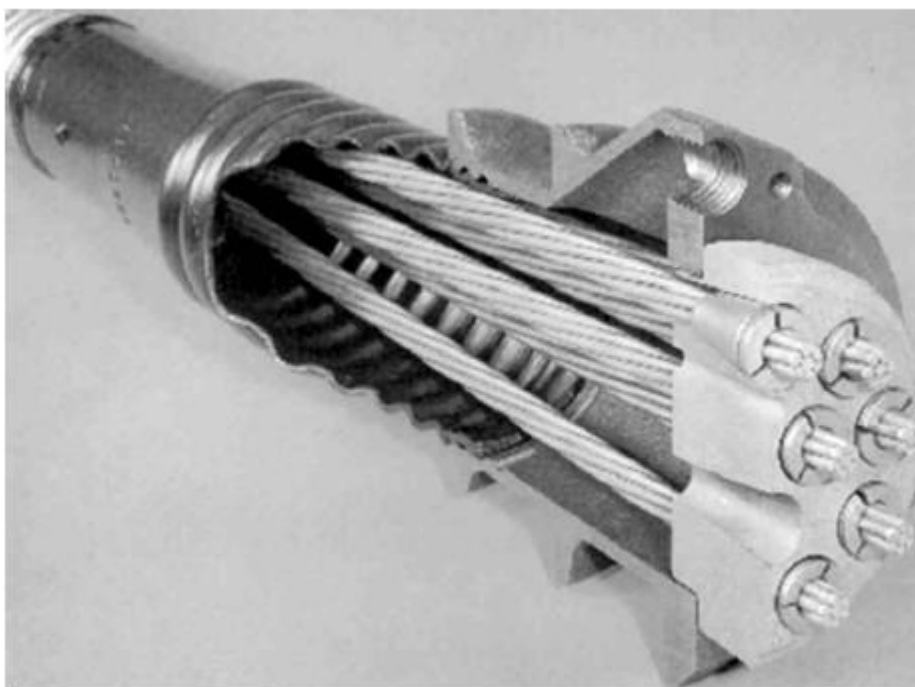




Figure 1.1: Anchorage provide for the safe introduction of post-tensioning forces into the concrete.

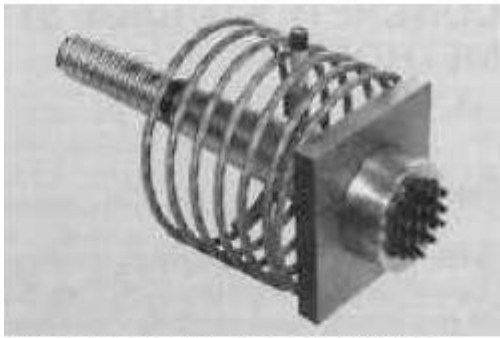


Figure 3: Stressing anchorage VSLtype E



Figure 4: Stressing anchorage VSL type EC

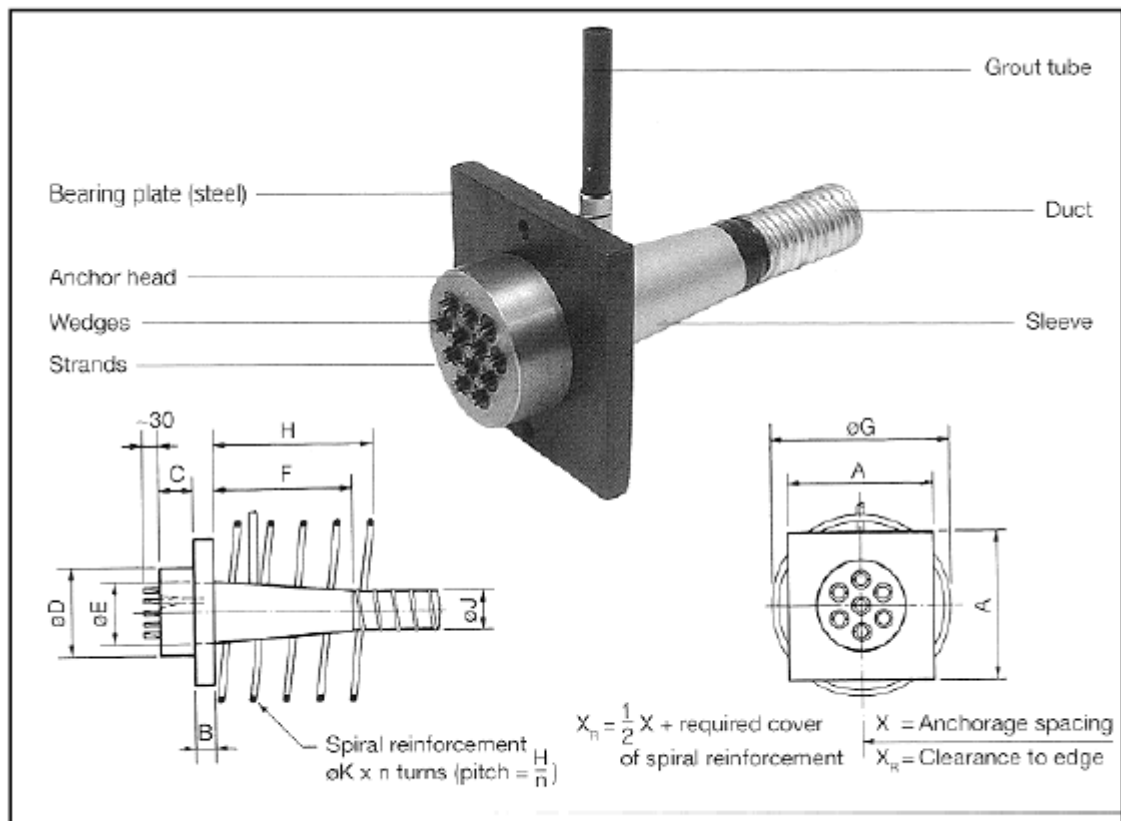


Figure 3.1: The VSL Type E anchorage is a versatile anchorage.

chúng được sử dụng để đánh giá sự làm việc dưới tải trọng tác dụng lâu dài như trọng lượng bản thân của dầm, của bản và lan can.

1/Cường độ chịu nén

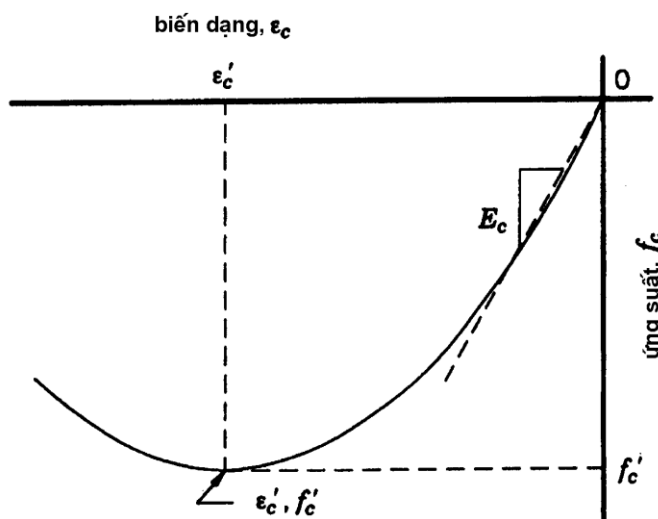
Cường độ chịu nén của bê tông (f'_c) ở tuổi 28 ngày thường được xác định bằng thí nghiệm phá hoại mẫu thử hình trụ đường kính 150 mm, chiều cao 300 mm dưới tác dụng của lực dọc trục.

$$f_c = \frac{P_{\max}}{A} = \frac{P_{\max}}{\pi d^2 / 4}$$

Hình 2.1 biểu diễn đường cong ứng suất-biến dạng điển hình của mẫu thử hình trụ khi chịu nén dọc trục không có kiểm chế (không có cản trở biến dạng ngang). Biến dạng tại đỉnh ứng suất (f'_c) xấp xỉ bằng 0,002 và biến dạng có thể lớn nhất vào khoảng 0,003. Một quan hệ đơn giản đối với bê tông có cường độ nhỏ hơn 40 MPa được đưa ra dưới một hàm bậc hai như sau:

$$f_c = f'_c \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \right)^2 \right] \tag{2.1}$$

trong đó (f'_c) là cường độ chịu nén tương ứng với độ biến dạng (ϵ'_c), (f'_c) là đỉnh ứng suất từ thí nghiệm khối trụ và (ϵ'_c) là độ biến dạng ứng với ứng suất (f'_c). Quy ước dấu ở đây là ứng suất nén và biến dạng nén mang giá trị âm.



Hình 2.1 Đường cong ứng suất-biến dạng parabol điển hình đối với bê tông chịu nén không có kiểm chế

Mô đun đàn hồi (E_c):

Mô đun đàn hồi được cho đối với bê tông trong AASHTO được đánh giá bằng độ dốc của đường thẳng đi từ gốc toạ độ qua điểm của đường cong có ứng suất bằng $0,4 f'_c$. Mô đun cắt tuyến E_c (tính bằng MPa) này được biểu diễn trên hình 2.1 và được tính bởi hàm số mũ sau:

$$E_c = 0,043.(\gamma_c)^{1,5} \sqrt{f'_c} \quad (2.2)$$

trong đó γ_c là khối lượng riêng của bê tông tính bằng kg/m^3 và f'_c là giá trị tuyệt đối của cường độ chịu nén danh định của bê tông tính bằng MPa. Đối với $\gamma_c = 2300 \text{ kg/m}^3$ và $f'_c = 28 \text{ MPa}$

$$E_c = 0,043.(2300)^{1,5} \cdot \sqrt{f'_c} = 4800 \cdot \sqrt{f'_c} = 4800 \cdot \sqrt{28} = 25 \text{ GPa}$$

Trong AASHTO, cường độ chịu nén ở tuổi 28 ngày tối thiểu là 16 MPa được khuyến cáo đối với tất cả các bộ phận của kết cấu và cường độ chịu nén tối đa được quy định là 70 MPa, trừ khi có những thí nghiệm bổ sung. Các bản trong cầu phải có cường độ chịu nén ở tuổi 28 ngày tối thiểu là 28 MPa để đạt được độ bền thích hợp.

Giá trị trung bình và giá trị đặc trưng của cường độ:

Tiến hành thí nghiệm n mẫu thử của cùng một loại bê tông, ta thu được các giá trị cường độ của các mẫu thử là: $f'_{c1}, f'_{c2}, \dots, f'_{cn}$. Các giá trị cường độ của các mẫu thử thu được là một đại lượng ngẫu nhiên phân bố chuẩn. Giá trị trung bình cường độ của các mẫu thử kí hiệu là f'_{cm} hay còn gọi là cường độ trung bình (giá trị trung bình của phân bố) được tính như sau:

$$f'_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^n f'_{ci}}{n} \quad (2.3)$$

Độ lệch tiêu chuẩn của cường độ kí hiệu là σ (khi $n \geq 30$): tính theo công thức (2.4)

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (f'_{ci} - f'_{cm})^2}{n-1}} \quad (\text{MPa}) \quad (2.4)$$

Đối với cùng một giá trị trung bình f'_{cm} giá trị σ càng nhỏ thì kiểm soát chất lượng của bê tông càng tốt (hình 2.1a).

Hệ số biến động của cường độ kí hiệu là v : tính theo công thức (2.5)

$$v = \frac{\sigma}{f'_{cm}} 100\% \quad (2.5)$$

Giá trị đặc trưng của cường độ (hay còn gọi là cường độ đặc trưng) kí hiệu f'_c : tính theo công thức (2.6)

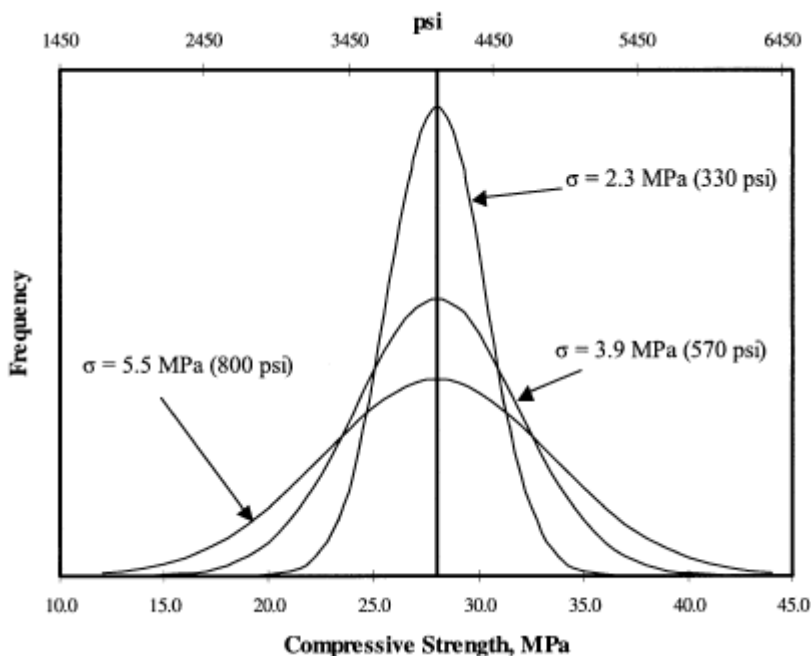
$$f'_c = f'_{cm} - k\sigma \quad (2.6)$$

Trong đó k là xác suất đảm bảo, khi xác suất đảm bảo 95% thì $k=1,64$, các giá trị khác của k tham khảo bảng của ACI 214R-02 như sau:

Table 3.4—Expected percentages of individual tests lower than f'_c *

Average strength μ	Expected percentage of low tests	Average strength μ	Expected percentage of low tests
$f'_c + 0.10\sigma$	46.0	$f'_c + 1.6\sigma$	5.5
$f'_c + 0.20\sigma$	42.1	$f'_c + 1.7\sigma$	4.5
$f'_c + 0.30\sigma$	38.2	$f'_c + 1.8\sigma$	3.6
$f'_c + 0.40\sigma$	34.5	$f'_c + 1.9\sigma$	2.9
$f'_c + 0.50\sigma$	30.9	$f'_c + 2.0\sigma$	2.3
$f'_c + 0.60\sigma$	27.4	$f'_c + 2.1\sigma$	1.8
$f'_c + 0.70\sigma$	24.2	$f'_c + 2.2\sigma$	1.4
$f'_c + 0.80\sigma$	21.2	$f'_c + 2.3\sigma$	1.1
$f'_c + 0.90\sigma$	18.4	$f'_c + 2.4\sigma$	0.8
$f'_c + 1.00\sigma$	15.9	$f'_c + 2.5\sigma$	0.6
$f'_c + 1.10\sigma$	13.6	$f'_c + 2.6\sigma$	0.45
$f'_c + 1.20\sigma$	11.5	$f'_c + 2.7\sigma$	0.35
$f'_c + 1.30\sigma$	9.7	$f'_c + 2.8\sigma$	0.25
$f'_c + 1.40\sigma$	8.1	$f'_c + 2.9\sigma$	0.19
$f'_c + 1.50\sigma$	6.7	$f'_c + 3.0\sigma$	0.13

*where μ exceeds f'_c by amount shown.



Hình 2.1a Các đường cong tuân suất chuẩn đối với 3 phân phối khác nhau có giá trị trung bình giống nhau nhưng biến thiên khác nhau.

Cường độ chịu nén trung bình yêu cầu nhỏ nhất ký hiệu là f'_{cr} được tính theo công thức (2.7) như sau:

$$f'_{cr} = f'_c + k\sigma \tag{2.7}$$

Theo ACI-318R-08, cường độ nén trung bình yêu cầu được sử dụng làm cơ sở lựa chọn của các tỷ lệ pha trộn bê tông được xác định từ bảng 2.2 và 2.3.

Bảng 2.2: Cường độ trung bình yêu cầu khi có đủ các dữ liệu thí nghiệm để xác định σ

Cường độ chịu nén đặc trưng (MPa)	Cường độ chịu nén trung bình yêu cầu (MPa)
$f'_c \leq 35MPa$	$f'_{cr} = \max\{f'_c + 1,34\sigma ; f'_c + 2,33\sigma - 3,5\}$
$f'_c > 35MPa$	$f'_{cr} = \max\{f'_c + 1,34\sigma ; 0,9f'_c + 2,33\sigma\}$

Bảng 2.3: Giá trị cường độ trung bình yêu cầu nhỏ nhất khi không đủ các dữ liệu thống kê

Cường độ chịu nén đặc trưng (MPa)	Cường độ chịu nén trung bình yêu cầu (MPa)
$f'_c < 21MPa$	$f'_{cr} = f'_c + 6,9 MPa$
$21MPa \leq f'_c \leq 35MPa$	$f'_{cr} = f'_c + 8,3 MPa$
$f'_c > 35MPa$	$f'_{cr} = 1,1f'_c + 4,8 MPa$

Theo ACI-318R-08 hệ số điều chỉnh độ lệch tiêu chuẩn σ khi số mẫu thử nhỏ hơn 30 như sau:

Số mẫu thử	Hệ số điều chỉnh σ
<15	Theo bản 2.3
15	1.16
20	1.08
25	1.03
≥ 30	1.00

2/ Cường độ chịu kéo

Cường độ chịu kéo của bê tông có thể được đo trực tiếp hoặc gián tiếp. Thí nghiệm kéo trực tiếp [hình 2.2(a)] được sử dụng để xác định cường độ nứt của bê tông, đòi hỏi phải có thiết bị đặc biệt (chuyên dụng). Thông thường, người ta tiến hành các thí nghiệm gián tiếp như thí nghiệm phá hoại dầm và thí nghiệm chẻ khối trụ. Các thí nghiệm này được mô tả trên hình 2.2.

Thí nghiệm phá hoại dầm [hình 2.2(b)] đo cường độ chịu kéo khi uốn của bê tông với một dầm bê tông giản đơn chịu lực như trên hình vẽ. Ứng suất kéo uốn này được ký hiệu là f_r . Đối với bê tông có tỷ trọng thông thường, AASHTO đưa ra biểu thức sau đối với f_r (MPa):

$$f_r = 0,6 \cdot \sqrt{f'_c} \tag{2.8}$$

trong đó, f'_c là giá trị tuyệt đối của cường độ chịu nén khối trụ của bê tông (Mpa).

Trong thí nghiệm chẻ khối trụ [hình 2.2(c)], khối trụ tiêu chuẩn được đặt nằm và chịu tải trọng đường phân bố đều. Ứng suất kéo gần như đều xuất hiện vuông góc với ứng suất nén sinh ra bởi

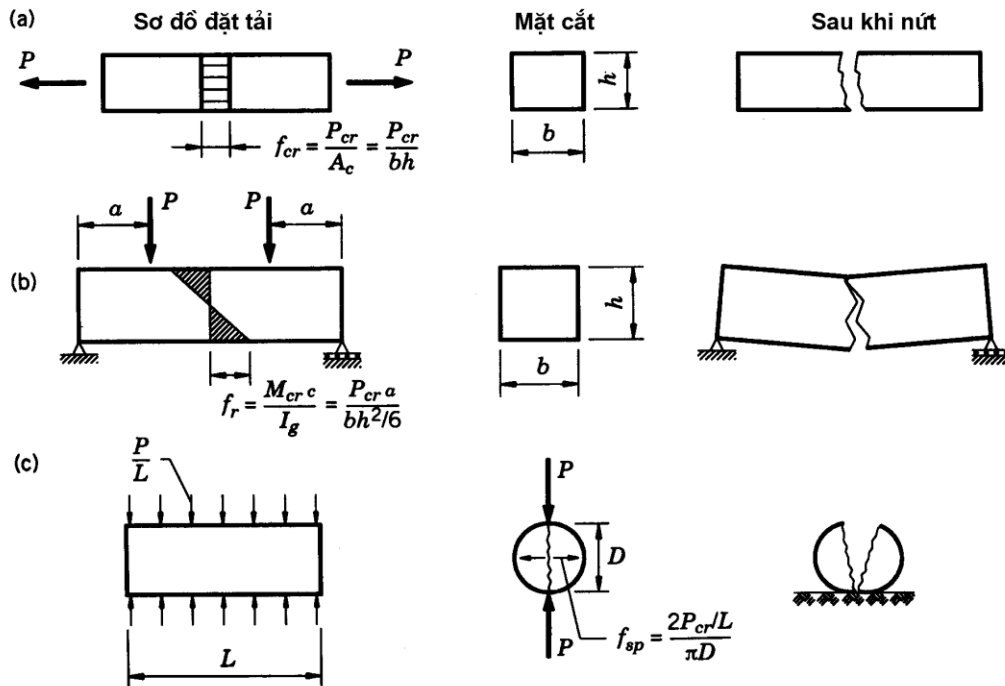
tải trọng đường. Khi các ứng suất kéo này đạt tới giới hạn cường độ, khối trụ bị chẻ làm đôi dọc theo mặt chịu tải. Theo một lý thuyết về sự làm việc đàn hồi (Timoshenko và Goodier, 1951), công thức tính ứng suất kéo chẻ f_{sp} được đưa ra như sau:

$$f_{sp} = \frac{2.P_{cr} / L}{\pi D} \quad (2.9)$$

trong đó P_{cr} là toàn bộ tải trọng gây chẻ khối trụ, L là chiều dài của khối trụ và D là đường kính của khối trụ.

Cả hai giá trị ứng suất kéo uốn (f_r) và ứng suất kéo chẻ (f_{sp}) đều được xác định lớn hơn so với ứng suất kéo dọc trục (f_{cr}) được xác định trong thí nghiệm kéo trực tiếp [hình 2.2(a)]. Các tác giả Collins và Mitchell (1991) và Hsu (1993) đưa ra công thức xác định cường độ chịu kéo trực tiếp f_{cr} như sau:

$$f_{cr} = 0,33.\sqrt{f_c'} \quad (2.10)$$



Hình 2.2 Thí nghiệm kéo bê tông trực tiếp và gián tiếp

- a)Thí nghiệm kéo trực tiếp
- b)Thí nghiệm phá hoại dầm
- c)Thí nghiệm chẻ khối trụ

Đường cong ứng suất biến dạng kéo trực tiếp (hình 2.3)giả thuyết tuyến tính cho đến ứng suất f_{cr} có cùng độ dốc E_c như trong phương trình (2.2).Sau khi nứt , nếu có cốt thép , ứng suất kéo giảm nhưng không về không, nội liên kết giữ các hạt còn tồn tại và có thể truyền lực kéo qua vết nứt. Hiện tượng này rất quan trọng khi dự tính ứng suất kéo trong cốt thép và sức kháng cắt của dầm BTCT.

Collins và Mitchell (1991) đã cho biểu thức sau đây về đường cong ứng suất biến dạng kéo trực tiếp trên hình 2.3

Nhánh đi lên: ($\varepsilon_1 \leq \varepsilon_{cr} = f_{cr}/E_c$)

$$f_1 = E_c \varepsilon_1$$

Trong đó f_1 là ứng suất kéo trung bình và ε_1 là biến dạng kéo trung bình của bê tông .

Nhánh xuống : ($\varepsilon_1 > \varepsilon_{cr}$)

$$f_1 = \frac{\alpha_1 \alpha_2 f_{cr}}{1 + \sqrt{500\varepsilon_1}}$$

Trong đó : α_1 Là hệ số xét đến đặc trưng đỉnh kết của cốt thép :

$\alpha_1=1,0$ cho cốt thép có gờ

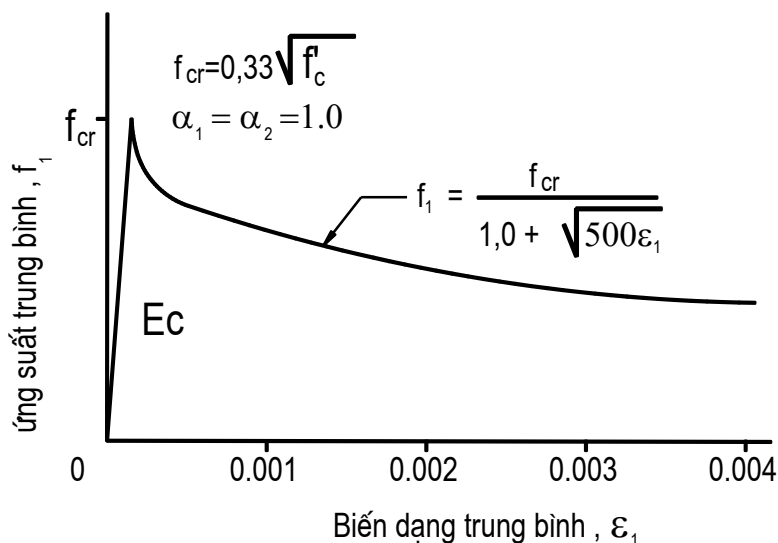
$\alpha_1=0,70$ cho cốt thép tròn trơn , sợi và tao thép có đỉnh bám

$\alpha_1=0$ cho cốt thép không dính bám

α_2 -Hệ số xét đến tải trọng thường xuyên hay lặp

$\alpha_2=1,0$ đối với tải ngắn hạn

$\alpha_2=0,70$ với tải thường xuyên hoặc tải trọng lặp.



Hình 2.3 : Ứng suất trung bình theo biến dạng trung bình của bê tông chịu kéo

Nếu không có cốt thép sẽ không có nhánh xuống , và ứng suất kéo của bê tông sau nứt bằng không . Tuy nhiên nếu bê tông có dính bám với cốt thép , ứng suất kéo của bê tông còn tồn tại . Một lần nữa cho thấy rõ tính chất của BTCT khác bê tông .

Mô đun đàn hồi của bê tông khi chịu kéo có thể được lấy như khi chịu nén.

3. Hệ số giãn nở nhiệt

Hệ số giãn nở nhiệt nên xác định bằng thí nghiệm trong phòng theo loại bê tông có cấp phối được đem dùng.

Trong trường hợp thiếu các số liệu chính xác, hệ số giãn nở nhiệt có thể lấy như sau :

- Bê tông có tỉ trọng thông thường: $10,8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, và
- Bê tông có tỉ trọng thấp : $9,0 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

4. Hệ số Poisson

Trừ trường hợp có xác định bằng thí nghiệm vật lý, hệ số Poisson có thể lấy bằng 0.2. Đối với cấu kiện cho phép xuất hiện nứt, có thể không xét đến hiệu ứng Poisson .

Loại II: Là loại đã được biến đổi, nhiệt thủy hóa thấp hơn loại I, loại này thường được sử dụng ở nơi chịu ảnh hưởng vừa phải của sự ăn mòn do sunfat hoặc ở nơi mong muốn có nhiệt thủy hóa vừa phải.

Loại III: Là loại có CĐC sớm, được sử dụng khi mong muốn BT đạt CĐC sớm, nhiệt thủy hóa cao hơn nhiều so với loại I.

Loại IV: Là loại tỏa nhiệt thấp, được sử dụng trong các đập BT khối lớn và các kết cấu khác mà nhiệt thủy hóa giảm chậm.

Loại V: là loại chịu được sunfat, thường được sử dụng trong các đế móng, tường hầm, cống rãnh,..., nơi tiếp xúc với đất chứa sunfat.

2/Co ngót của bê tông

Co ngót của bê tông là sự giảm thể tích dưới nhiệt độ không đổi do mất độ ẩm sau khi bê tông đã đông cứng.

Co ngót có đặc điểm là đây là loại biến dạng thể tích, biến dạng theo mọi phương.

Các yếu tố ảnh hưởng đến co ngót:

- Lượng xi măng và độ hoạt tính của xi măng ảnh hưởng tới co ngót, dùng nhiều xi măng co ngót sẽ lớn
- Co ngót phụ thuộc vào tỷ lệ nước trên xi măng (W/C), với W/C lớn thì co ngót lớn.
- Co ngót phụ thuộc vào độ ẩm của môi trường (H), H cao thì co ngót (ϵ_{sh}) sẽ nhỏ
- Co ngót phụ thuộc vào tỷ số thể tích trên diện tích bề mặt của cấu kiện (V/A)

Ảnh hưởng của co ngót đến sự làm việc của kết cấu:

- Co ngót gây ra các biến dạng trong kết cấu, có thể sinh ra các vết nứt do co ngót không đều.
- Trong cấu kiện BTCTDUL co ngót sinh ra hiện tượng mất mát ứng suất trước trong cốt thép kéo căng, do đó làm giảm ứng suất nén trước trong bê tông.

Biện pháp làm giảm co ngót và khắc phục tác hại:

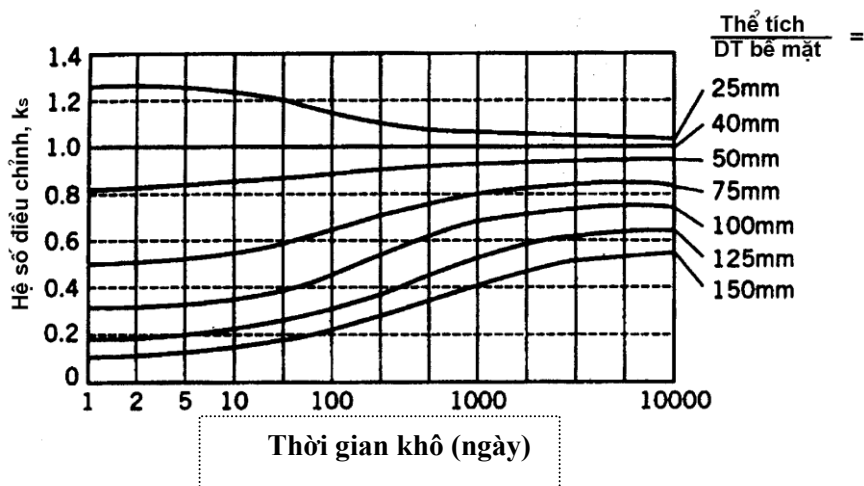
- Chọn thành phần cấp phối bê tông thích hợp, hạn chế lượng nước trộn, đầm chặt bê tông và giữ cho bê tông thường xuyên ẩm ướt trong giai đoạn đầu.
- Để khắc phục tác hại của co ngót ta có thể dùng các biện pháp cấu tạo như làm khe co trong kết cấu, đặt cốt thép ở những nơi cần thiết.

Trong AASHTO, một biểu thức thực nghiệm được xây dựng bởi Collins và Mitchell (1991) được sử dụng để đánh giá biến dạng co ngót ϵ_{sh} dựa trên thời gian khô, độ ẩm tương đối và tỉ số giữa thể tích và diện tích bề mặt. (shrinkage)

$$\epsilon_{sh} = -k_s \cdot k_h \cdot \left(\frac{t}{35 + t} \right) \cdot 0,51 \cdot 10^{-3} \quad (2.11)$$

Trong đó t là thời gian khô tính bằng ngày, k_s là một hệ số kích thước được tra từ hình 2.4 hoặc tính theo công thức 2.12 và k_h là hệ số độ ẩm được lấy theo bảng 2.2.

$$k_s = \left[\frac{\frac{t}{26e^{0.0142(V/S)} + t}}{\frac{t}{45 + t}} \right] \left[\frac{1064 - 3.70(V/S)}{923} \right] \quad (2.12)$$



Hình 2.4 Hệ số k_s đối với tỉ số thể tích/ diện tích bề mặt

Bảng 2.4 Hệ số k_h đối với độ ẩm tương đối H

Độ ẩm tương đối trung bình của môi trường H (%)	k_h
40	1,43
50	1,29
60	1,14
70	1,00
80	0,86
90	0,43
100	0,00

Ví dụ 2.1

Hãy xác định biến dạng co ngót trong một bản bê tông cầu dày 200 mm với mặt trên và mặt dưới được làm khô trong không khí có độ ẩm tương đối 70%. Tỉ số giữa thể tích và diện tích bề mặt đối với 1 mm² diện tích bản là

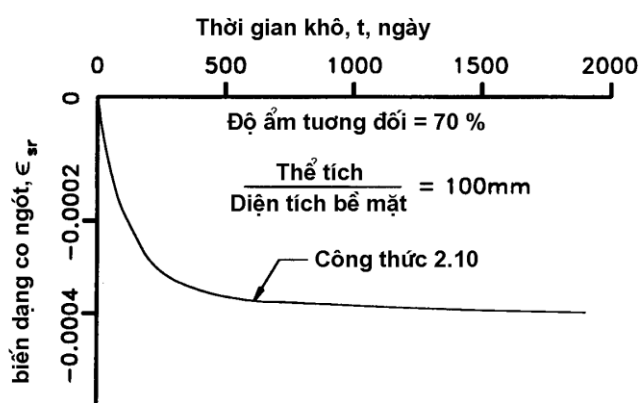
$$\frac{\text{thể tích}}{\text{diện tích bề mặt}} = \frac{200(1)(1)}{2(1)(1)} = 100 \text{ mm}$$

Từ hình 2.4 đối với thời gian $t = 5$ năm (≈ 2000 ngày), $k_s = 0,73$, và từ bảng 2.2 đối với $H = 70\%$ ta có $k_h = 1,0$. Từ đó, biểu thức 2.11 được viết như sau:

$$\varepsilon_{sh} = -(0,73).(1,0).\left(\frac{2000}{35+2000}\right).0,51.10^{-3} = -0,00037$$

trong đó, dấu âm biểu thị sự co ngót lại.

Sự phụ thuộc của biến dạng co ngót vào thời gian khô đối với các điều kiện này được biểu diễn trên hình 2.5. Vì công thức thực nghiệm này không bao gồm tất cả các yếu tố ảnh hưởng đến co ngót, AASHTO chú thích rằng, các kết quả có thể tăng giảm khoảng 50% và độ co ngót thực tế có thể lớn hơn -0,0008. Ngay cả khi các giá trị này không chính xác thì khuynh hướng tốc độ co ngót giảm khi thời gian khô tăng lên vẫn đúng. Khi không có các thông số đặc trưng về bê tông và các điều kiện nơi khai thác, AASHTO khuyến cáo sử dụng các giá trị biến dạng co ngót là - 0,0002 sau 28 ngày và - 0,0005 sau 1 năm đông cứng.



Hình 2.5 Biến dạng co ngót theo thời gian. Ví dụ 2.1.

3/Từ biến của bê tông

Dưới tác dụng của tải trọng dài hạn biến dạng của bê tông tăng theo thời gian. Từ biến là hiện tượng biến dạng tăng theo thời gian trong khi ứng suất không đổi.

Từ biến trong bê tông được gắn với sự thay đổi biến dạng theo thời gian tại những vùng của dầm và cột chịu ứng suất nén thường xuyên.

Các yếu tố ảnh hưởng đến từ biến:

- Từ biến phụ thuộc vào trị số của ứng suất và thời gian tác dụng của ứng suất.
- Từ biến phụ thuộc vào tỷ lệ nước trên xi măng (W/C), với W/C lớn thì biến dạng do từ biến lớn.
- Từ biến phụ thuộc vào độ ẩm của môi trường (H), H cao thì (ε_{CR}) sẽ nhỏ
- Từ biến phụ thuộc vào cường độ của bê tông, (f'_c) cao thì ε_{CR} sẽ nhỏ
- Từ biến phụ thuộc vào tỷ số thể tích trên diện tích bề mặt của cấu kiện (V/A)

Ảnh hưởng của từ biến đến sự làm việc của kết cấu:

- Từ biến là cho độ võng dần tăng và vết nứt ngày một mở rộng.
- Với các cấu kiện chịu nén lệch tâm có độ mảnh lớn, từ biến làm tăng uốn dọc.

- Trong cấu kiện BTCTDUL từ biến sinh ra hiện tượng mất mát ứng suất trước trong cốt thép kéo căng, do đó làm giảm ứng suất nén trước trong bê tông.
- Trong các kết cấu siêu tĩnh, từ biến làm phân phối lại nội lực.

Biến dạng từ biến ϵ_{CR} được tính bằng tích số của biến dạng nén đàn hồi tức thời do tải trọng thường xuyên ϵ_{ci} và hệ số từ biến ψ :

$$\epsilon_{CR(t,t_i)} = \psi_{(t,t_i)} \cdot \epsilon_{ci} \tag{2.13}$$

trong đó t là tuổi của bê tông tính bằng ngày kể từ thời điểm đổ bê tông và t_i là tuổi của bê tông tính bằng ngày kể từ khi tải trọng thường xuyên tác dụng. AASHTO sử dụng một công thức thực nghiệm để xác định hệ số từ biến, được xây dựng bởi Collins và Mitchell (1991), như sau:

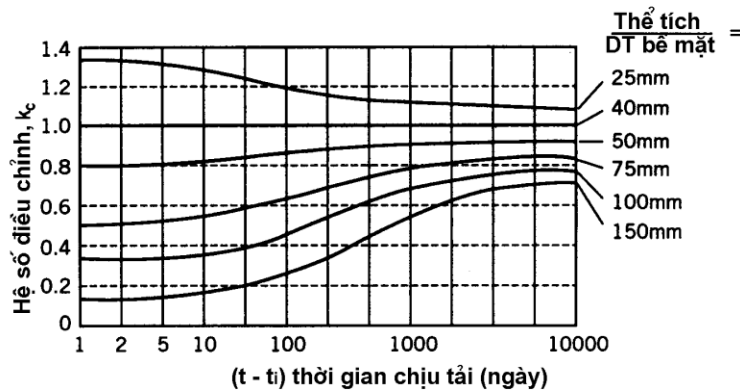
$$\psi_{(t,t_i)} = 3,5 \cdot k_c \cdot k_f \left(1,58 - \frac{H}{120} \right) t^{-0,118} \left[\frac{(t - t_i)^{0,6}}{10 + (t - t_i)^{0,6}} \right] \tag{2.14}$$

Trong đó H là độ ẩm tương đối (%), k_c là một hệ số điều chỉnh đối với ảnh hưởng của tỉ số giữa thể tích và diện tích bề mặt, được lấy theo hình 2.6 hoặc tính theo biểu thức 2.15 và

$$k_f = \frac{62}{42 + f'_c} \tag{2.15}$$

ở đây, f'_c là giá trị tuyệt đối của cường độ chịu nén đặc trưng ở tuổi 28 ngày của bê tông (MPa).

$$k_c = \left[\frac{\frac{t}{26e^{0,0142(V/S)} + t}}{\frac{t}{45 + t}} \right] \left[\frac{1,80 + 1,77e^{-0,0213(V/S)}}{2,587} \right] \tag{2.16}$$



Hình 2.6- Hệ số k_c đối với tỉ số thể tích/diện tích bề mặt

Ví dụ 2.2

Hãy xác định biến dạng từ biến trong bản bê tông cầu ở ví dụ 2.1 sau một năm nếu ứng suất nén do tải trọng dài hạn là 10 MPa, cường độ chịu nén đặc trưng ở tuổi 28 ngày là 31 MPa và $t_i = 15$ ngày. Mô đun đàn hồi theo công thức 2.2 là

$$E_c = 0,043(2300)^{1,5} \sqrt{31} = 26,4 \text{ GPa}$$

và biến dạng nén tức thời được tính như sau

$$\varepsilon_{ci} = \frac{f_{cu}}{E_c} = \frac{-10}{26400} = -0,00038$$

Đối với một tỉ số thể tích/ diện tích bề mặt bằng 100 mm và $(t - t_i) = (365 - 15) = 350$ ngày, hình 2.6 cho một hệ số điều chỉnh $k_c = 0,68$. Hệ số cường độ của bê tông kf được tính theo biểu thức 2.15 như sau:

$$k_f = \frac{62 + 42}{31} = 0,85$$

Hệ số từ biến trong một môi trường có độ ẩm $H = 70\%$ được tính theo biểu thức 2.14:

$$\Psi(365;15) = 3,5(0,68)(0,85) \left(1,58 - \frac{70}{120}\right) 15^{-0,118} \frac{350^{0,6}}{10 + 350^{0,6}} = 1,13$$

Từ đó, biến dạng từ biến sau một năm được xác định theo biểu thức 2.13 như sau:

$$\varepsilon_{CR}(365;15) = 1,13(-0,00038) = -0,00043$$

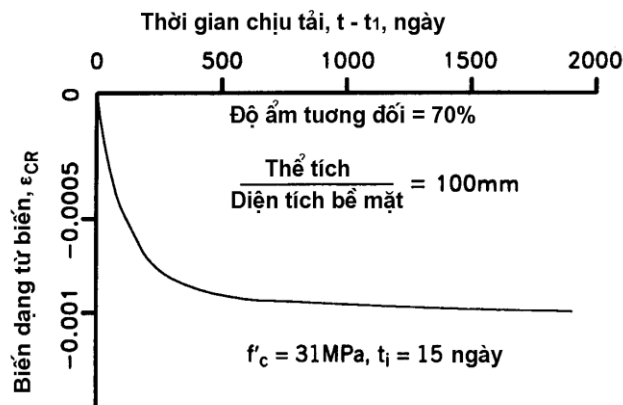
Biến dạng này cũng có độ lớn tương đương so với biến dạng co ngót. Ở đây, việc xác định này cũng có thể sai lệch tới $\pm 50\%$. Đối với cùng các điều kiện như ở ví dụ này, sự thay đổi của tổng biến dạng nén theo thời gian sau khi đặt tải trọng dài hạn được biểu diễn trên hình 2.7. Biến dạng nén toàn phần $\varepsilon_{c(t,t_i)}$ là tổng của biến dạng đàn hồi tức thời và biến dạng từ biến, đồng thời mức độ tăng biến dạng giảm dần theo thời gian. Biến dạng tổng cộng có thể được tính như sau:

$$\varepsilon_{c(t,t_i)} = \varepsilon_{ci} + \varepsilon_{CR(t,t_i)} = (1 + \Psi_{(t,t_i)}) \varepsilon_{ci} \quad (2.17)$$

Đối với ví dụ này, biến dạng nén tổng cộng sau một năm là

$$\varepsilon_c(365;15) = (1 + 1,13)(-0,00038) = -0,00081$$

bằng hai lần so với biến dạng đàn hồi.



Hình 2.7 - Biến dạng từ biến theo thời gian. Ví dụ 2.2.

Cũng có thể làm giảm biến dạng từ biến bằng các biện pháp như làm giảm co ngót, tức là giảm thành phần nước trong hỗn hợp bê tông và giữ cho nhiệt độ tương đối thấp. Biến dạng từ biến cũng có thể được giảm bớt nhờ việc bố trí cốt thép ở vùng chịu nén vì phần nội lực nén mà cốt thép chịu không liên quan đến từ biến. Trường hợp tải trọng dài hạn tác dụng ở tuổi bê tông lớn, biến dạng từ biến sẽ giảm đi do bê tông trở nên khô hơn và biến dạng ít hơn. Điều này được phản ánh trong biểu thức 2.9, ở đây giá trị lớn hơn t_i đối với tuổi bê tông đã cho t làm giảm hệ số từ biến $\Psi_{(t,t_i)}$.

Cuối cùng, không phải tất cả các ảnh hưởng của biến dạng từ biến đều là có hại. Khi có sự lún khác nhau xảy ra trong một cầu BTCT, đặc tính từ biến của bê tông làm cho ứng suất trong các cấu kiện giảm rõ rệt so với giá trị dự đoán bằng phân tích đàn hồi.

4/Mô đun đàn hồi đối với tải trọng dài hạn

Để tính toán đối với sự tăng biến dạng do từ biến dưới tải trọng dài hạn, một mô đun đàn hồi dài hạn được chiết giảm $E_{c,LT}$ có thể được định nghĩa như sau:

$$E_{c,LT} = \frac{f_{ci}}{[1 + \Psi(t, t_i)] \varepsilon_i} = \frac{E_{ci}}{1 + \Psi(t, t_i)}$$

trong đó, E_{ci} là mô đun đàn hồi tại thời điểm t_i . Giả thiết rằng E_{ci} có thể được biểu diễn bằng mô đun đàn hồi E_c từ biểu thức 2.2 thì ta có:

$$E_{c,LT} = \frac{E_c}{1 + \psi_{(t,t_i)}} \tag{2.18}$$

Khi tính đổi các đặc trưng mặt cắt của thép thành các đặc trưng tương đương của bê tông đối với các TTGH sử dụng, người ta dùng tỉ số mô đun n , được định nghĩa như sau:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \tag{2.19}$$

Tỉ số mô đun dài hạn n_{LT} đối với tải trọng thường xuyên có thể được định nghĩa tương tự, giả thiết rằng cốt thép không có từ biến:

$$n_{LT} = \frac{E_s}{E_{c,LT}} = n(1 + \psi_{(t,t_i)}) \tag{2.20}$$

Ví dụ 2.3

Đối với các dữ kiện của ví dụ 2.2, hãy xác định hệ số mô đun dài hạn n_{LT} với $t = 5$ năm.

Từ hình 2.6, đối với $(t - t_i) = 5 \cdot (365) - 15 = 1810$ ngày, ta có $k_c = 0,75$. Từ đó:

$$\Psi(1825;15) = 3,5(0,75)(0,85) \left(1,58 - \frac{70}{120}\right) 15^{-0,118} \frac{1810^{0,6}}{10 + 1810^{0,6}} = 1,45$$

và

$$n_{LT} = 2,45n$$

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s \quad 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \quad (2.21)$$

Đoạn chảy BC

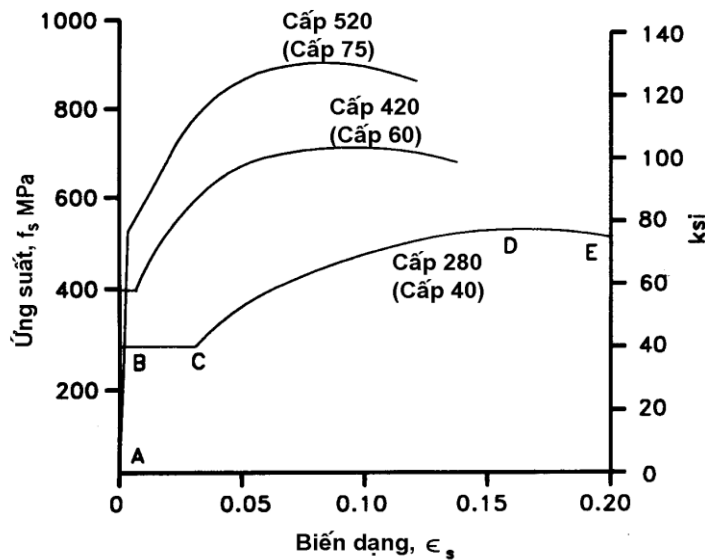
$$f_s = f_y \quad \varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_h \quad (2.22)$$

Đoạn cứng hoá biến dạng CDE

$$f_s = f_y \left[1 + \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_h}{\varepsilon_u - \varepsilon_h} \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \exp \left(1 - \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_h}{\varepsilon_u - \varepsilon_h} \right) \right] \quad \varepsilon_h \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_b \quad (2.23)$$

Bảng 2.5 Các giá trị giới hạn danh định đối với các đường cong ứng suất-biến dạng của cốt thép thanh

Cấp thép	F _{ymin} (MPa)	f _u (MPa)	ε _y	ε _h	ε _u	ε _b
Cấp 40	280	550	0,00138	0,0230	0,140	0,200
Cấp 60	420	730	0,00207	0,0060	0,087	0,136
Cấp 75	520	900	0,00259	0,0027	0,073	0,115



Hình 2.8- Các đường cong ứng suất-biến dạng của cốt thép trần dạng thanh

Khi các thanh cốt thép được đặt trong bê tông, sự làm việc của chúng khác với các thanh cốt thép trần. Sự khác biệt này là do bê tông có một cường độ chịu kéo nhất định dù khá nhỏ. Điều này được thừa nhận sớm, ngay từ khi phát triển cơ học BTCT như trong ý kiến sau đây của Morsch (1908):

Do lực ma sát đối với cốt thép và do cường độ chịu kéo của bê tông tồn tại trong những đoạn cấu kiện nằm giữa các vết nứt, bê tông ngay cả khi đã nứt vẫn làm giảm một phần độ giãn của cốt thép.

Phần bê tông dính bám với cốt thép và không bị nứt làm giảm biến dạng kéo trong cốt thép. Hiện tượng này gọi là “tăng cứng kéo”.

nguyên nhân khiến cho biểu đồ ứng suất – biến dạng tròn hơn và giới hạn chảy thấp hơn. Giới hạn chảy này có thể được nâng cao bằng cách làm nóng các tao thép tới 350°C và để chúng nguội dần. Biện pháp cải thiện hơn nữa đối với sự chùng của thép được thực hiện bằng cách kéo các tao thép trong chu trình nóng, lạnh. Quá trình này được gọi là sự tôi thép và đưa ra sản phẩm là các tao thép có độ chùng thấp. Hình 2.9 so sánh quan hệ ứng suất – biến dạng của tao thép 7 sợi được sản xuất theo các quá trình khác nhau.

Các thanh cốt thép dẻo cường độ cao cũng được sử dụng làm cốt thép dự ứng lực. Cường độ chịu kéo lớn nhất của các thanh cốt thép này vào khoảng 1000 MPa.

Đặc trưng tiêu biểu đối với các thuộc tính của các tao cáp và thanh thép dự ứng lực được cho trong bảng 2.4. Các giá trị khuyến cáo đối với mô đun đàn hồi của thép dự ứng lực, E_p , là 197 000 MPa đối với tao cáp và 207 000 MPa đối với thanh thép.

Biến dạng trong cốt thép dự ứng lực eps có thể được xác định ở một mức tải trọng nào đó từ biến dạng trong bê tông bao quanh ϵ_{cp} như sau

$$\epsilon_{ps} = \epsilon_{cp} + \Delta\epsilon_{pe} \tag{2.24}$$

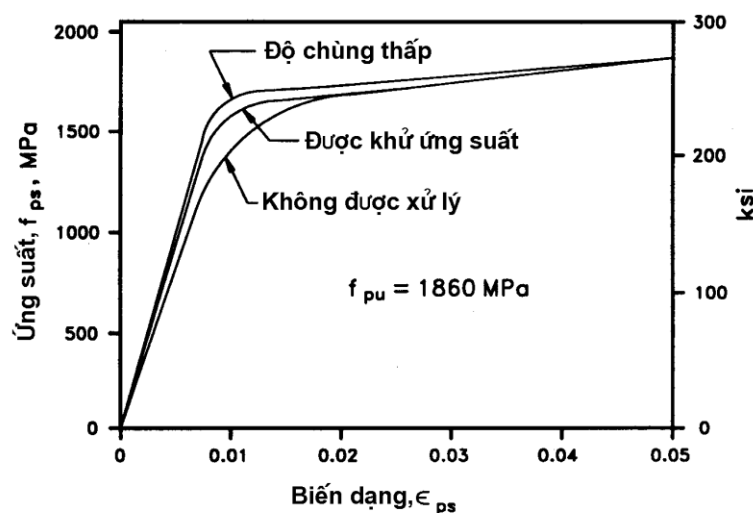
trong đó ϵ_{cp} là biến dạng của bê tông ở cùng một vị trí với cốt thép dự ứng lực và $\Delta\epsilon_{pe}$ thường được tính gần đúng như sau:

$$\Delta\epsilon_{pe} \approx f_{pe} / E_p$$

Trong trường hợp cốt thép không dính bám, sự trượt xảy ra giữa cốt thép và bê tông xung quanh và biến dạng trong cốt thép trở nên đều đặn trong đoạn nằm giữa các điểm neo. Biến dạng dài tổng cộng của cốt thép lúc này phải bằng biến dạng dài tổng cộng của bê tông trong đoạn nói trên, tức là

$$\overline{\epsilon}_{ps} = \overline{\epsilon}_{cp} + \Delta\epsilon_{pe} \tag{2.25}$$

ở đây, $\overline{\epsilon}_{cp}$ là biến dạng trung bình của bê tông tại vị trí cốt thép dự ứng lực, được tính trung bình trong khoảng cách giữa các neo của cốt thép không có dính bám.



Hình 2.9 Quan hệ ứng suất-biến dạng của tao thép 7 sợi được sản xuất theo các quá trình khác nhau

Bảng 2.6 Các thuộc tính của tạo thép và thanh thép dự ứng lực

Vật liệu	Cấp hoặc kiểu	Đường kính (mm)	Cường độ chịu kéo f_{pu} (MPa)	Giới hạn chảy f_{py} (MPa)
Tạo cáp	1725 MPa (cấp 250) 1860 MPa (cấp 270)	6,35-15,24 10,53-15,24	1725 1860	80% của f_{pu} hay 90% của f_{pu} đối với tạo thép ít chùng
Thép thanh	Kiểu 1, trơn Kiểu 2, có gờ	19-25 15-36	1035 1035	85% của f_{pu} 80% của f_{pu}

Các đường cong ứng suất-biến dạng điển hình đối với thép dự ứng lực được cho trên hình 2.10. Các đường cong này có thể được tính gần đúng bằng các công thức sau:

Đối với cấp 250:

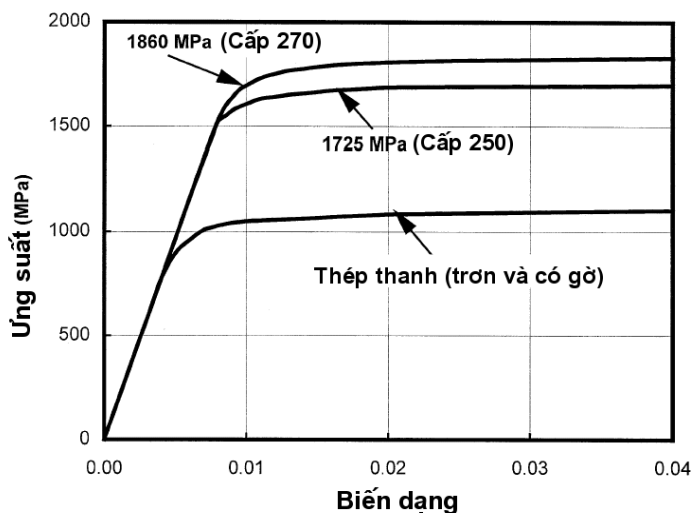
$$f_{ps} = \begin{cases} 197000 \varepsilon_{ps} & \text{đối với } \varepsilon_{ps} \leq 0,008 \\ 1710 - \frac{0,4}{\varepsilon_{ps} - 0,006} < 0,98f_{pu} & \text{đối với } \varepsilon_{ps} > 0,008 \end{cases} \quad (2.26)$$

Đối với cấp 270:

$$f_{ps} = \begin{cases} 197000 \varepsilon_{ps} & \text{đối với } \varepsilon_{ps} \leq 0,008 \\ 1848 - \frac{0,517}{\varepsilon_{ps} - 0,0065} < 0,98f_{pu} & \text{đối với } \varepsilon_{ps} > 0,008 \end{cases} \quad (2.27)$$

Đối với thép thanh

$$f_{ps} = \begin{cases} 207000 \varepsilon_{ps} & \text{đối với } \varepsilon_{ps} \leq 0,004 \\ 1020 - \frac{0,192}{\varepsilon_{ps} - 0,003} < 0,98f_{pu} & \text{đối với } \varepsilon_{ps} > 0,004 \end{cases} \quad (2.28)$$



Hình 2.10 Các đường cong ứng suất-biến dạng điển hình đối với thép dự ứng lực

Các loại tạo cáp dự ứng lực, 7 sợi không sơn phủ, được khử ứng suất, hoặc có độ tự chùng thấp, hoặc các thanh thép không sơn phủ cường độ cao, trơn hay có gờ, phải phù hợp với tiêu chuẩn vật liệu quy định trong Tiêu chuẩn thi công cầu:

AASHTO M203M (ASTM A416M) - Tạo thép 7 sợi dự ứng lực không sơn phủ, có khử ứng suất cho bê tông dự ứng lực hoặc

AASHTO M275M (ASTM A722) - Thép thanh cường độ cao không sơn phủ dùng cho bê tông dự ứng lực.

Nếu trong hồ sơ thầu có các chi tiết về dự ứng lực thì phải chỉ rõ kích thước và mác hoặc loại thép. Nếu trong hồ sơ chỉ quy định lực kéo dự ứng lực và vị trí đặt thì việc chọn kích cỡ thép và loại thép do nhà thầu lựa chọn và kỹ sư giám sát duyệt.

1/ Mô đun đàn hồi

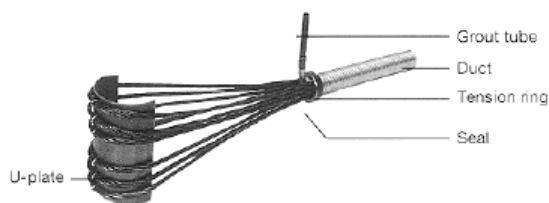
Nếu không có các số liệu chính xác hơn, mô đun đàn hồi của thép dự ứng lực, dựa trên diện tích mặt cắt ngang danh định của thép, có thể lấy như sau :

Đối với tạo thép : $E_p = 197\ 000\ \text{MPa}$ và

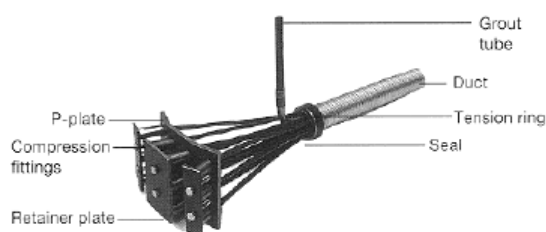
Đối với thanh : $E_p = 207\ 000\ \text{MPa}$

2/Neo dự ứng lực kéo sau và nối cáp

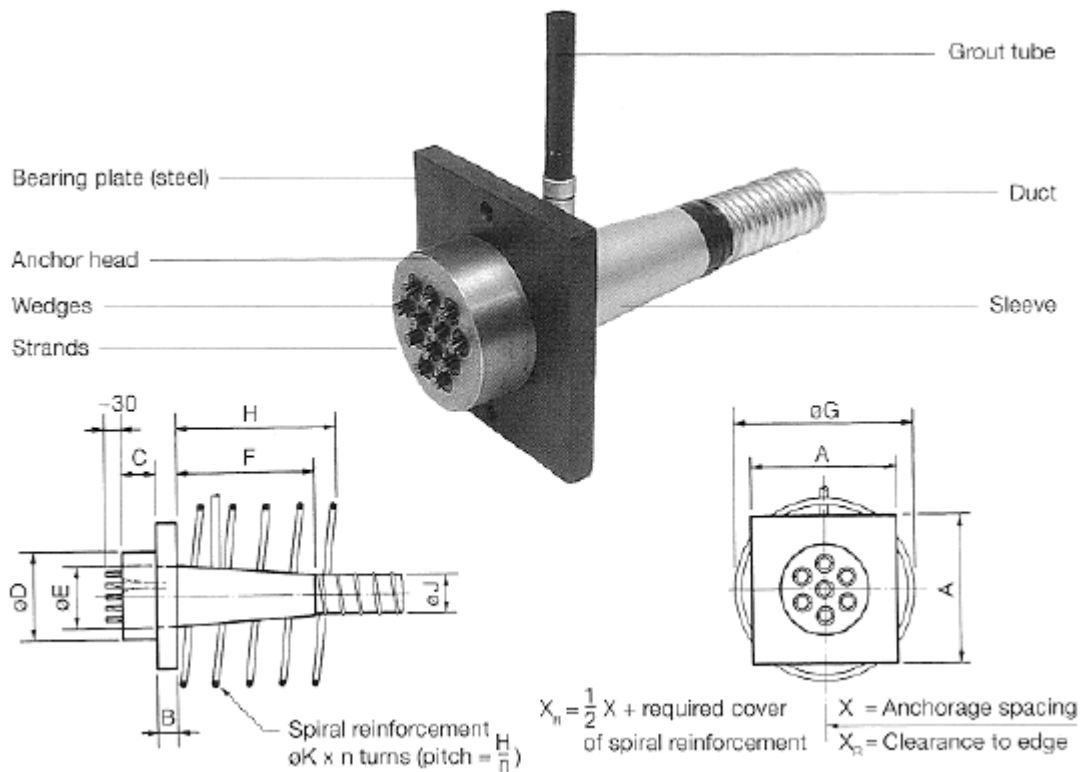
Neo và mối nối cáp phải được cấu tạo theo các yêu cầu của các Tiêu chuẩn tương ứng. Phải tiến hành bảo vệ chống gỉ cho cáp, neo, các đầu neo và các mối nối cáp.



b) VSL Type U dead end anchorage.



a) VSL Type P dead end anchorage.



3/ ống bọc cáp

Ống bọc cho cáp phải là loại cứng hoặc loại nửa cứng bằng thép mạ kẽm hoặc bằng nhựa hoặc tạo lỗ trong bê tông bằng lõi lấy ra được.

Bán kính cong của ống bọc không được nhỏ hơn 6000 mm, trừ ở vùng neo có thể cho phép nhỏ tới 3600 mm.

Không được dùng ống bọc bằng nhựa khi bán kính cong nhỏ hơn 9000 mm.

Khi dùng ống bọc bằng nhựa cho loại cáp có dính bám thì phải xem xét đặc tính dính bám của ống nhựa với bê tông và vữa.

Hiệu quả áp lực của vữa lên ống bọc và vùng bê tông xung quanh phải được kiểm tra.

Cự ly lớn nhất giữa các điểm kê cố định ống bọc trong khi thi công phải được quy định trong hồ sơ thầu.

4/Kích thước của ống bọc cáp

Đường kính trong của ống bọc ít nhất phải lớn hơn đường kính của thanh thép dự ứng lực đơn hay bó cáp dự ứng lực 6 mm. Đối với loại thép dự ứng lực nhiều thanh và bó cáp dự ứng lực thì diện tích mặt cắt của ống bọc ít nhất phải lớn hơn 2 lần diện tích tịnh của mặt cắt bó thép dự ứng lực, khi lắp đặt bó cáp bằng phương pháp kéo sau thì diện tích mặt cắt của ống bọc phải gấp 2,5 lần diện tích mặt cắt của bó cáp.

Kích thước của ống bọc không được vượt quá 0,4 lần bề dày bê tông nguyên nhỏ nhất tại vị trí đặt ống bọc.

Ống bọc tại vị trí neo chuyên hướng

Ống bọc ở vị trí chuyên hướng phải là ống thép mạ phù hợp với tiêu chuẩn của ASTM A53, loại E, cấp B. Độ dày danh định của thành ống không được nhỏ hơn 3 mm.

2. Trạng thái giới hạn mỏi và phá hoại giòn

Trạng thái giới hạn mỏi phải được xét đến trong tính toán như một biện pháp nhằm hạn chế về biên độ ứng suất do một xe tải thiết kế gây ra với số chu kỳ biên độ ứng suất dự kiến.

Trạng thái giới hạn phá hoại giòn phải được xét đến như một số yêu cầu về tính bền của vật liệu theo Tiêu chuẩn vật liệu.

3. Trạng thái giới hạn cường độ

Trạng thái giới hạn cường độ phải được xét đến để đảm bảo cường độ và sự ổn định cục bộ và ổn định tổng thể được dự phòng để chịu được các tổ hợp tải trọng quan trọng theo thống kê được định ra để cầu chịu được trong phạm vi tuổi thọ thiết kế của nó.

Trạng thái giới hạn cường độ I: Tổ hợp tải trọng cơ bản liên quan đến việc sử dụng cho xe tiêu chuẩn của cầu không xét đến gió

Trạng thái giới hạn cường độ II: Tổ hợp tải trọng liên quan đến cầu chịu gió với vận tốc vượt quá 25m/s

Trạng thái giới hạn cường độ III: Tổ hợp tải trọng liên quan đến việc sử dụng xe tiêu chuẩn của cầu với gió có vận tốc 25m/s

TTGH cường độ là một TTGH được quyết định bởi cường độ tính của vật liệu tại một mặt cắt có vết nứt đã cho. Có 3 tổ hợp tải trọng cường độ khác nhau được quy định trong bảng 1.1. Đối với một bộ phận riêng biệt của kết cấu cầu, chỉ một hoặc có thể hai trong số các tổ hợp tải trọng này cần được xét đến. Sự khác biệt trong các tổ hợp tải trọng cường độ chủ yếu liên quan đến các hệ số tải trọng được quy định đối với hoạt tải. Tổ hợp tải trọng sinh ra hiệu ứng lực lớn nhất được so sánh với cường độ hoặc sức kháng của mặt cắt ngang của cầu kiện.

Trong tính toán sức kháng đối với hiệu ứng tải trọng đã nhân hệ số như lực dọc trục, lực uốn, lực cắt hoặc xoắn, sự không chắc chắn được biểu thị qua hệ số giảm cường độ hay hệ số sức kháng ϕ . Hệ số ϕ là hệ số nhân của sức kháng danh định R_n và điều kiện an toàn là thoả mãn phương trình tổng quát 3.3.

Trong các cấu kiện BTCT, có những yếu tố không đảm bảo được chính xác như chất lượng vật liệu, kích thước mặt cắt ngang, việc đặt cốt thép và những công thức được dùng để tính sức kháng.

Một số mô hình phá hoại có thể được đưa ra với độ chính xác cao hơn các mô hình khác và hậu quả do sự cố của chúng là ít nguy hiểm. Chẳng hạn, dầm chịu uốn thường được thiết kế tương đối ít cốt thép, do đó phá hoại xảy ra do sự chảy từ từ của cốt thép chịu kéo, trong khi các cột chịu nén thường bị phá hoại đột ngột không có báo trước. Mô hình phá hoại do cắt thường ít được hiểu biết và nó là sự kết hợp của mô hình phá hoại do kéo và do nén. Do vậy, hệ số ϕ trong trường hợp này phải nằm trong khoảng giữa hệ số ϕ của dầm chịu uốn và của cột chịu nén. Hậu quả sự phá hoại của cột là nghiêm trọng hơn của dầm vì một cột bị phá hoại sẽ kéo theo sự sụp đổ của một số dầm, do đó, dự trữ trong thiết kế cột cần phải lớn hơn. Tất cả các lý do trên cũng như các nguyên nhân khác được phản ánh trong hệ số sức kháng, được quy định bởi AASHTO và được giới thiệu trong bảng sau

Đối với trường hợp uốn và nén kết hợp, hệ số ϕ trong trường hợp nén có thể được lấy tăng lên tuyến tính từ giá trị 0,75 ở lực dọc trục nhỏ cho tới hệ số ϕ đối với uốn thuần túy ở lực dọc bằng

1. Khi phải kiểm tra cầu dầm cho xe đặc biệt do Chủ đầu tư quy định hoặc xe có giấy phép thông qua cầu thì hệ số tải trọng của hoạt tải trong tổ hợp cường độ I có thể giảm xuống còn 1,35.
2. Các cầu có tỷ lệ tĩnh tải trên hoạt tải rất cao (tức là cầu nhịp lớn) cần kiểm tra tổ hợp không có hoạt tải, nhưng với hệ số tải trọng bằng 1,50 cho tất cả các kiện chịu tải trọng thường xuyên.
3. Đối với cầu vượt sông ở các trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái sử dụng phải xét đến hậu quả của những thay đổi về móng do lũ thiết kế xói cầu.
4. Đối với các cầu vượt sông, khi kiểm tra các hiệu ứng tải EQ, CT và CV ở trạng thái giới hạn đặc biệt thì tải trọng nước (WA) và chiều sâu xói có thể dựa trên lũ trung bình hàng năm. Tuy nhiên kết cấu phải được kiểm tra về những hậu quả do các thay đổi do lũ, phải kiểm tra xói ở những trạng thái giới hạn đặc biệt với tải trọng nước tương ứng (WA) nhưng không có các tải trọng EQ, CT hoặc CV tác dụng.
5. Để kiểm tra chiều rộng vết nứt trong kết cấu bê tông cốt thép dự ứng lực ở trạng thái giới hạn sử dụng, có thể giảm hệ số tải trọng của hoạt tải xuống 0,08.
6. Để kiểm tra kết cấu thép ở trạng thái giới hạn sử dụng thì hệ số tải trọng của hoạt tải phải tăng lên 1,30.

Hệ số tải trọng tính cho gradien nhiệt γ_{TG} và lún γ_{SE} cần được xác định trên cơ sở một đồ án cụ thể riêng. Nếu không có thông tin riêng có thể lấy γ_{TG} bằng:

0,0 ở các trạng thái giới hạn cường độ và đặc biệt

1,0 ở trạng thái giới hạn sử dụng khi không xét hoạt tải, và

0,50 ở trạng thái giới hạn sử dụng khi xét hoạt tải

Bảng 3.3 Hệ số tải trọng dầm cho tải trọng thường xuyên, γ_p

Loại tải trọng	Hệ số tải trọng	
	Lớn nhất	Nhỏ nhất
DC: Cầu kiện và các thiết bị phụ	1,25	0,90
DW: Lớp phủ mặt cầu và các tiện ích	1,50	0,65

2/ Hoạt tải xe thiết kế

a/ Số làn xe thiết kế

Bề rộng làn xe được lấy bằng 3500 mm để phù hợp với quy định của “Tiêu chuẩn thiết kế đường ô tô”. Số làn xe thiết kế được xác định bởi phần nguyên của tỉ số $w/3500$, trong đó w là bề rộng khoảng trống của lòng đường giữa hai đá vữa hoặc hai rào chắn, tính bằng mm.

b/ Hệ số làn xe

Hệ số làn xe được quy định trong bảng 3.4

Bảng 3.4 Hệ số làn xe m

Số làn chất tải	Hệ số làn
1	1,20
2	1,00
3	0,85
>3	0,65

c/ Hoạt tải xe ô tô thiết kế

Hoạt tải xe ô tô trên mặt cầu hay các kết cấu phụ trợ có ký hiệu là HL-93, là một tổ hợp của xe tải thiết kế hoặc xe hai trục thiết kế và tải trọng làn thiết kế (hình 1.2).

- Xe tải thiết kế

Trọng lượng, khoảng cách các trục và khoảng cách các bánh xe của xe tải thiết kế được cho trên hình 1.1. Lực xung kích được lấy theo bảng 1.4.

Cự ly giữa hai trục sau của xe phải được thay đổi giữa 4300 mm và 9000 mm để gây ra ứng lực lớn nhất.

Đối với các cầu trên các tuyến đường cấp IV và thấp hơn, chủ đầu tư có thể xác định tải trọng trục thấp hơn tải trọng cho trên hình 1.1 bởi các hệ số chiết giảm 0,50 hoặc 0,65.

- Xe hai trục thiết kế

Xe hai trục gồm một cặp trục 110.000 N cách nhau 1200 mm. Khoảng cách theo chiều ngang của các bánh xe bằng 1800 mm.

Lực xung kích được lấy theo bảng 1.4.

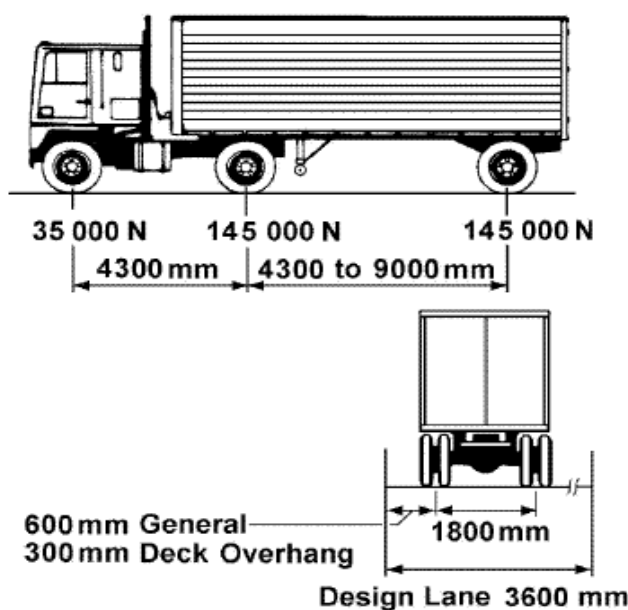
Đối với các cầu trên các tuyến đường cấp IV và thấp hơn, chủ đầu tư có thể xác định tải trọng hai trục thấp hơn tải trọng nói trên bởi các hệ số chiết giảm 0,50 hoặc 0,65.

- Tải trọng làn thiết kế

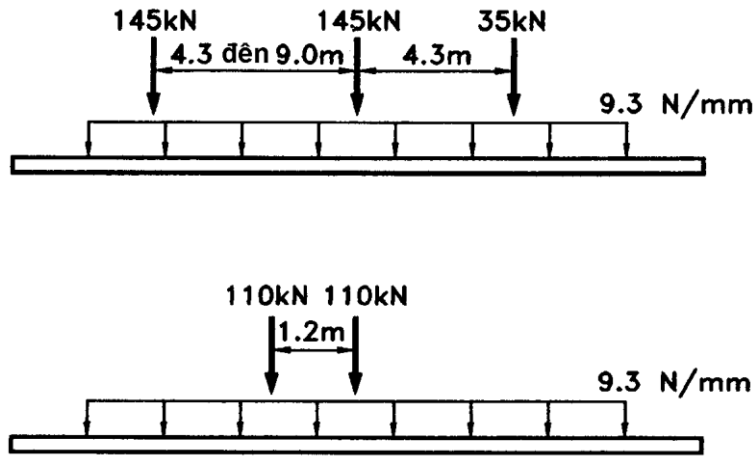
Tải trọng làn thiết kế là tải trọng có cường độ 9,3 N/mm phân bố đều theo chiều dọc cầu. Theo chiều ngang cầu, tải trọng được giả thiết là phân bố đều trên bề rộng 3000 mm. Khi tính nội lực do tải trọng làn thiết kế, không xét tác động xung kích. Đồng thời, khi giảm tải trọng thiết kế cho các tuyến đường cấp IV và thấp hơn, tải trọng làn vẫn giữ nguyên giá trị 9,3 N/mm, không nhân với các hệ số (0,50 hay 0,65).

- Lực xung kích

Tác động tĩnh học của xe tải thiết kế hoặc xe hai trục thiết kế phải được lấy tăng thêm một tỉ lệ phần trăm cho tác động xung kích *IM*, được quy định trong bảng 3.5.



Hình 3.1 Đặc trưng của xe tải thiết kế

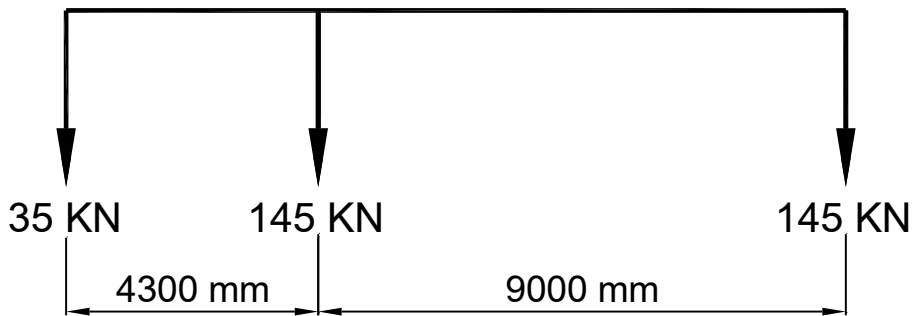


Hình 3.2 Hoạt tải thiết kế theo Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05 và AASHTO LRFD (1998)

Bảng 3.5 Lực xung kích IM

Cầu kiện	IM
Mỗi nối bản mặt cầu, đối với tất cả các trạng thái giới hạn	75%
Tất cả các cầu kiện khác	
• Trạng thái giới hạn môi	15%
• Các trạng thái giới hạn khác	25%

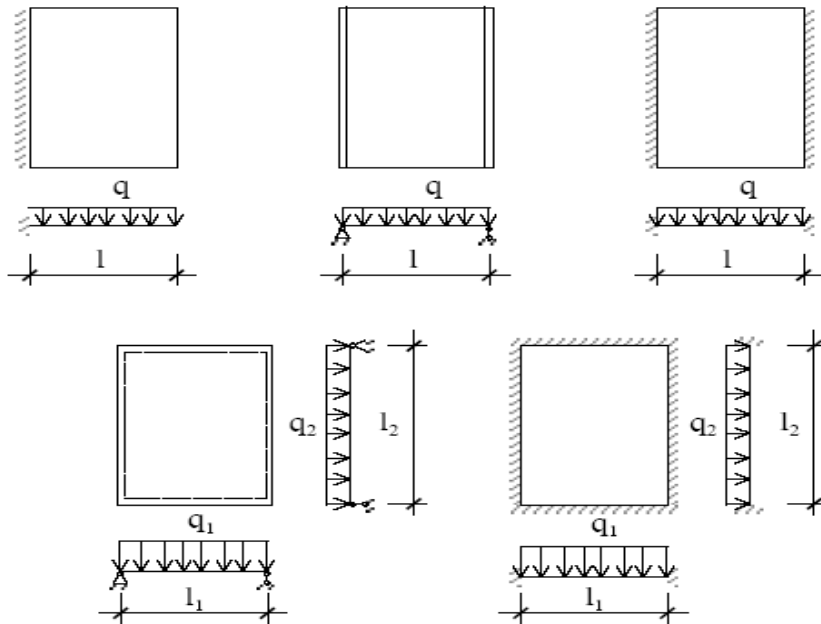
3/ Tải trọng mỗi



Hình 3.2a Xe tải thiết kế mỗi

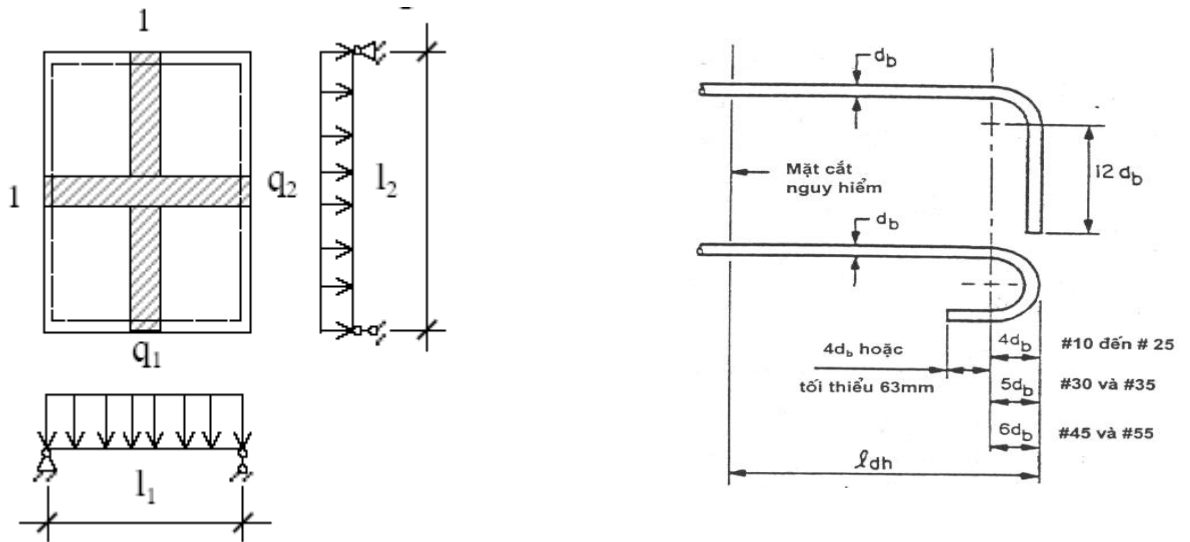
Lực xung kích là 15% và hệ số tải trọng là 0,75.

Vì sức kháng môi phụ thuộc vào chu kỳ ứng suất , do vậy cần biết chu kỳ của tải trọng môi .



Hình 4.2: Các loại bản

(Bản công xon; bản kê hai cạnh; bản ngàm hai cạnh; bản kê 4 cạnh; bản ngàm 4 cạnh)



Hình 4.3: Sơ đồ tính và neo cốt thép

Tính toán bản có thể theo mô hình đàn hồi hoặc mô hình đường chảy dẻo (Theo 4.4 của 22TCN272-05 – Các phương pháp phân tích kết cấu được chấp nhận).

Tính toán bản mặt cầu khi sử dụng các phương pháp phân tích gần đúng cần tuân thủ điều 4.6.2.1 của 22TCN272-05. Tính toán bản theo tiết diện chữ nhật.

2/ Cấu tạo của dầm

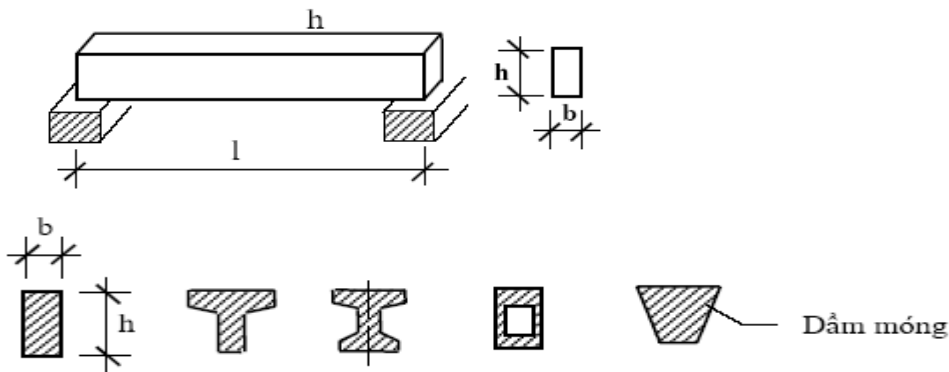
Dạng tiết diện :

Chữ nhật , chữ T, chữ I , hình thang , hộp .Hay gặp nhất với dầm nhịp giản đơn là tiết diện chữ T, I .Trong các cầu nhịp liên tục , kết cấu cầu khung tiết diện thường có dạng hộp.

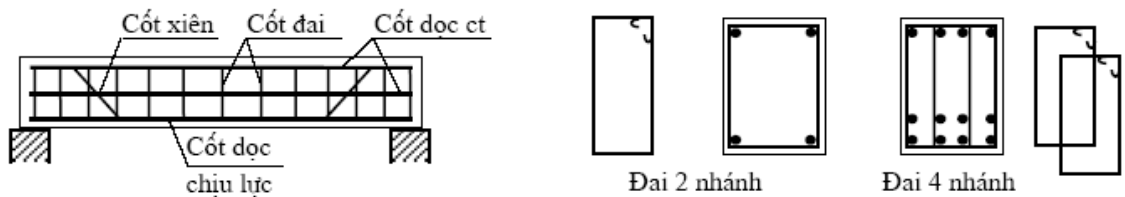
Kích thước tiết diện :

Chiều cao h thường được chọn trong khoảng 1/8 đến 1/20 chiều dài nhịp dầm.

Khi chọn kích thước tiết diện cần phải xem xét đến yêu cầu kiến trúc và việc định hình hoá ván khuôn.



Hình 4.4: Các loại mặt cắt dầm



Hình 4.5: Các loại cốt thép trong dầm

Cốt thép trong dầm :

Cốt thép chủ yếu trong dầm gồm cốt thép dọc chịu lực, cốt dọc phân bố, cốt thép đai và cốt thép xiên.

Cốt thép dọc chịu lực đặt ở vùng chịu kéo của dầm, số lượng do tính toán định ra. Cốt thép đặt càng xa trục trung hoà càng tốt. Cốt dọc chịu lực có thể đặt rời, đặt chồng, hoặc bó, cần phải tuân thủ yêu cầu cấu tạo của quy trình về cự li, chiều dày lớp bê tông bảo vệ.

Cốt thép dọc phân bố (hay cốt dọc cấu tạo) định vị trí cốt đai, cùng với các cốt thép khác tạo nên khung cứng trong khi thi công .Nó có nhiệm vụ chịu các ứng suất do co ngót, và thay đổi nhiệt. Nó cũng là bộ phận của cốt thép chịu xoắn .

Cốt thép đai: Bao cốt thép dọc để định vị cốt thép dọc tạo nên khung cứng trong thi công .Cốt đai cùng với bê tông vùng sườn và cốt thép xiên làm nhiệm vụ chịu lực cắt V. Cốt đai kín và đặt thẳng góc với trục dầm cùng với các cốt dọc phân bố có tác dụng kháng xoắn.

Cốt thép xiên: thường do cốt thép dọc uốn lên, góc uốn thường là 45° để phù hợp với phương của ứng suất kéo chính. Trong dầm thấp và bản góc nghiêng có thể bằng 30° , dầm cao góc nghiêng có thể là 60° .

Đối với dầm BTCTDUL kéo sau để định vị các ống tạo rãnh cần có các lưới cốt thép định vị.

3. Nhiều lớp cốt thép

Trừ trong các bản mặt cầu, có cốt thép song song được đặt thành hai hoặc nhiều lớp, với cự ly tịnh giữa các lớp không vượt quá 150mm, các thanh ở các lớp trên phải được đặt trực tiếp trên những thanh ở lớp dưới, và cự ly giữa các lớp không được nhỏ hơn hoặc 25 mm hoặc đường kính danh định của thanh.

4. Cự ly tối thiểu của các bó cáp thép và ống bọc cáp dự ứng lực

a/ Tao thép dự ứng lực kéo trước

Khoảng trống giữa các tao thép dự ứng lực kéo trước. bao gồm cả các bó có ống bọc, ở đầu cầu kiện và trong phạm vi chiều dài khai triển, được quy định trong Điều 5.11.4.2, không được lấy nhỏ hơn 1,33 lần kích cỡ lớn nhất của cốt liệu cấp phối và cũng không được nhỏ hơn cự ly tìm đến tìm được quy định trong Bảng 4.3.

Bảng 4.3: Cự li từ tìm đến tìm

Kích cỡ tao thép (mm)	Cự ly (mm)
15,24	51
14,29 Đặc biệt	
14,29	
12,70 Đặc biệt	
12,70	44
11,11	
9,53	38

Khoảng trống tối thiểu giữa các nhóm bó không được nhỏ hơn hoặc 1,33 lần kích thước tối đa của cấp phối hoặc 25mm.

Các bó thép kéo trước có thể đặt thành chùm, miễn là cự ly giữa các bó quy định ở đây được duy trì. Quy định này áp dụng cho cả bó có bọc hoặc không bọc.

Các nhóm tám tao đường kính 15,24 mm hoặc nhỏ hơn có thể bó lại để chồng lên nhau trong mặt phẳng đứng. Số lượng các tao được bó lại bằng bất kỳ cách nào khác không được vượt quá bốn.

b/. Các ống bọc kéo sau không cong trong mặt phẳng nằm ngang

Khoảng trống giữa các ống bọc thẳng kéo sau không được nhỏ hơn 38 mm hoặc 1,33 lần kích thước lớn nhất của cấp phối thô.

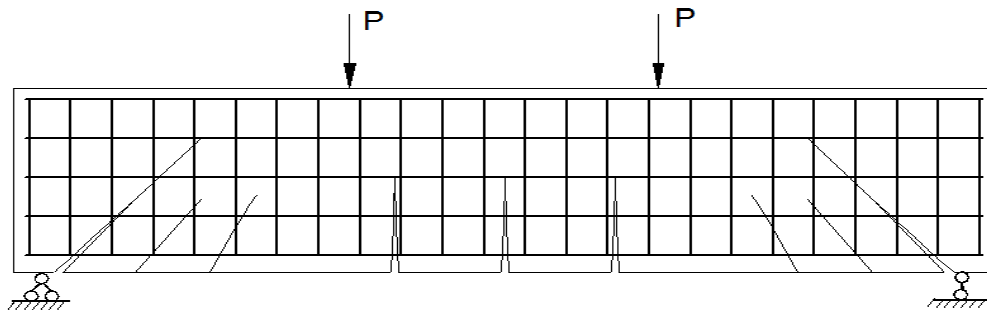
Các ống bọc có thể được bó lại trong các nhóm không vượt quá ba, miễn là cự ly được quy định giữa các ống riêng rẽ được duy trì giữa mỗi ống nội trong vùng 900 mm của neo.

Với các nhóm bó ống bọc thì công không phải là phân đoạn, khoảng trống ngang giữa các bó liền kề không được nhỏ hơn 100 mm. Với các nhóm ống được đặt trong hai hoặc nhiều hơn mặt phẳng ngang, mỗi bó không được nhiều hơn hai ống trong cùng mặt phẳng ngang.

Khoảng trống đứng tối thiểu giữa các bó không được nhỏ hơn 38 mm hoặc 1,33 lần kích thước lớn nhất của cấp phối thô.

Với thi công đúc trước, khoảng trống ngang tối thiểu giữa các nhóm ống có thể giảm xuống 75 mm.

Khảo sát tiết diện nằm giữa hai lực P, là các tiết diện chịu uốn thuần túy. Vẽ biểu đồ quan hệ mô men và độ cong ta có được như hình 4.8.

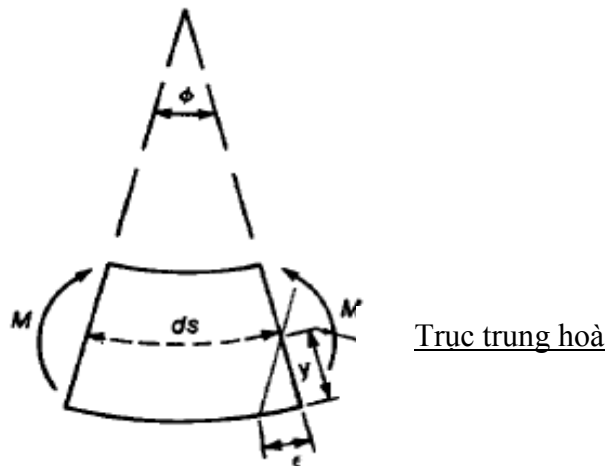


Hình 4.6 : Thí nghiệm uốn dầm BTCT

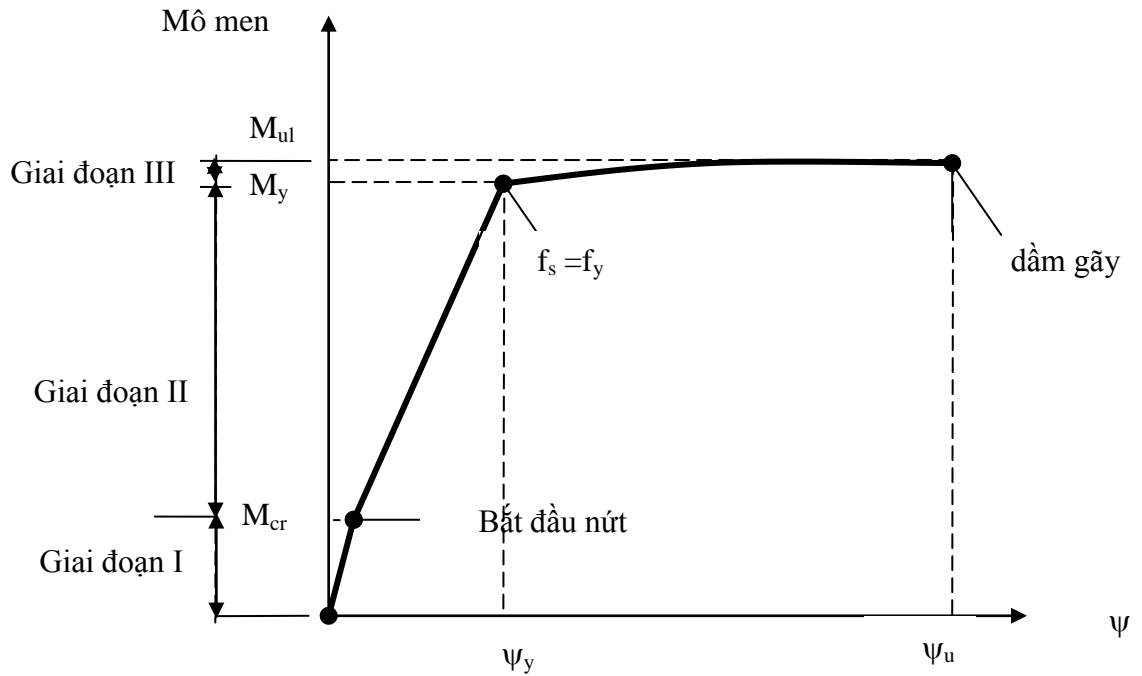
Độ cong ψ được định nghĩa là sự thay đổi góc trên một chiều dài đã biết như trên hình 4.7

$$\psi = \frac{\epsilon}{y} \tag{4.1}$$

ψ là độ cong , ϵ là biến dạng tại khoảng cách y từ trục trung hoà



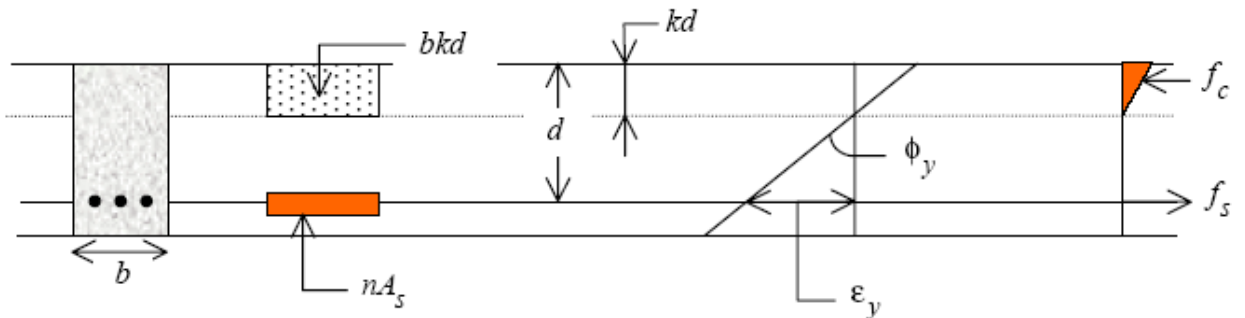
Hình 4.7- Độ cong của dầm



Hình 4.8 : biểu đồ mômen - độ cong

Khi bắt đầu nứt mô men trên tiết diện nứt là M_{cr} ; khi cốt thép chịu kéo trên tiết diện bắt đầu đạt tới giới hạn chảy mô men trên tiết diện là M_y ; khi dầm gãy biến dạng nén trong bê tông đạt giá trị cực hạn mô men tại tiết diện ngay trước phá hoại là M_{ul} . Mô men nứt M_{cr} cho bởi công thức

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t} \tag{4.2}$$



Hình 4.9 : Sơ đồ tính M_y ; $k = \sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho n$; $n = \frac{E_s}{E_c}$; $\rho = \frac{A_s}{A_c}$; $f_s = f_y$.

M_{ul} sẽ được tính trong phần tiếp (bằng sức kháng uốn của tiết diện ở trạng thái giới hạn).

Tính dẻo ký hiệu là u và được định nghĩa như sau:

$$u = \frac{\Psi_u}{\Psi_y} \tag{4.3}$$

Ψ_y, Ψ_u là độ cong của dầm khi cốt thép chịu kéo bắt đầu chảy (M_y) và khi dầm gãy (M_{ul})

Tính dẻo là rất quan trọng đối với kết cấu bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn 22TCN272-05 thì u phải lớn hơn 1

Trạng thái ứng suất biến dạng trên tiết diện thẳng góc của dầm :

Theo sự phát triển của ứng suất và biến dạng trên tiết diện thẳng góc của dầm trong quá trình thí nghiệm, kể từ khi bắt đầu chịu lực cho tới khi phá hoại người ta chia nó thành các giai đoạn :

Giai đoạn I: Đặc trưng của giai đoạn này là chưa xuất hiện vết nứt trong vùng bê tông chịu kéo .Khi mô men còn nhỏ ($M < M_{cr}$) có thể xem BTCT như vật liệu đàn hồi , quan hệ ứng suất biến dạng là tuyến tính sơ đồ ứng suất pháp theo hình 4.10, phía dưới trục trung hoà cả bê tông và thép đều tham gia chịu kéo và chưa có vật liệu nào đạt đến cường độ giới hạn .Khi mô men tăng lên, biến dạng không đàn hồi trong bê tông vùng kéo phát triển mạnh làm sơ đồ ứng suất trong bê tông vùng kéo bị cong đi .Khi ứng suất thớ bê tông chịu kéo ngoài cùng xấp xỉ cường độ chịu kéo của bê tông (f_r) ,tiết diện sắp sửa nứt mô men trên tiết diện là M_{cr} ,ta gọi trạng thái ứng suất biến dạng này là trạng thái I_a . Để dầm không nứt thì ứng suất pháp trên tiết diện không vượt quá trạng thái I_a , hay ($M < M_{cr}$) .

Giai đoạn II: Đặc trưng là đã nứt tại tiết diện có vết nứt lực kéo hoàn toàn do cốt thép chịu . Khi mô men dần tăng lên , khe nứt phát triển dần lên phía trên . Trong vùng nén người ta vẫn xem quan hệ ứng suất biến dạng là tuyến tính. Nếu lượng cốt thép không quá nhiều thì khi mô men tăng lên tới giá trị M_y , ứng suất trong cốt thép đạt đến giới hạn chảy f_y , ta gọi trạng thái này là trạng thái II_a .Giai đoạn II dùng để tính toán BTCT theo trạng thái giới hạn sử dụng.

Giai đoạn III :Giai đoạn phá hoại .Khi mô men tiếp tục tăng lên , khe nứt tiếp tục phát triển lên phía trên , vùng bê tông chịu nén bị thu hẹp lại , ứng suất trong vùng bê tông chịu nén tăng lên trong khi ứng suất trong cốt thép không tăng nữa (vì cốt thép đã chảy) . Khi ứng suất trong bê tông vùng nén đạt trị số cường độ chịu nén giới hạn , bê tông chịu nén bị nén vỡ và dầm bị phá hoại($M = M_{ul}$) .Người ta gọi trường hợp phá hoại này là phá hoại dẻo , sự phá hoại có thể bắt đầu từ trong cốt thép chịu kéo hoặc đồng thời từ trong cốt thép chịu kéo và bê tông chịu nén . Khi thiết kế cầu tạo nên sao cho tiết diện ở vào phá hoại dẻo vì như thế đã tận dụng hết sự chịu lực của bê tông và thép , sự phá hoại từ từ với biến dạng lớn điều này là rất có ý nghĩa .

Nếu lượng cốt thép chịu kéo quá nhiều ứng suất trong cốt thép chưa đạt đến giới hạn chảy mà bê tông vùng nén đã bị nén vỡ thì dầm cũng bị phá hoại . Sự phá hoại bắt đầu từ vùng bê tông chịu nén ,khi đó không xảy ra trạng thái II_a . Đây là sự phá hoại giòn , phá hoại đột ngột với vết nứt chưa thật rộng (do cốt thép chưa chảy), độ võng không lớn . Ta xem trường hợp phá hoại này là nguy hiểm , khi thiết kế cần tránh cho tiết diện rơi vào trường hợp phá hoại này .

Giai đoạn III dùng để tính toán kết cấu BTCT theo trạng thái giới hạn cường độ.

$$M_n = 0.85 f_c' b a (d_s - \frac{a}{2}) \quad (4.6)$$

Trong đó :

M_n : Sức kháng uốn danh định.

f_c' : cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông.

f_y : cường độ chịu kéo của cốt thép.

c : chiều cao vùng nén.

a : chiều cao vùng nén tương đương.

3-Điều kiện hạn chế:

Để có hai phương trình cân bằng trên, ta đã xem như tiết diện rơi vào phá hoại dẻo, khi đó hàm lượng cốt thép chịu kéo không được quá lớn, và theo 22TCN272-05 thì:

$$\frac{c}{d_s} \leq 0,42 \quad (4.7)$$

Để tránh phá hoại đột ngột xảy ra, ta yêu cầu cần phải cung cấp một lượng cốt thép tối thiểu nhằm có sức kháng uốn không nhỏ hơn mô men nứt (M_{cr}). Theo 22TCN272-05:

$$\rho = \frac{A_s}{b d_s} \geq \rho_{\min} = 0,03 \frac{f_c'}{f_y} \quad (4.8)$$

❖ Các giới hạn về cốt thép

a/ Tính dẻo và lượng cốt thép tối đa

Tính dẻo trong dầm BTCT là một yếu tố quan trọng trong thiết kế vì nó cho phép dầm biến dạng và xoay mà không bị phá hoại. Tính dẻo cũng cho phép phân phối lại tải trọng và mô men uốn trong các kết cấu bản nhiều nhịp và trong các dầm liên tục. Đây cũng là yếu tố quan trọng trong thiết kế động đất đối với sự tiêu hao năng lượng dưới tải trọng mạnh.

Sự phá hoại dẻo trong dầm BTCT được đảm bảo bởi việc hạn chế hàm lượng cốt thép chịu kéo. Tuy nhiên, việc sử dụng trực tiếp hàm lượng cốt thép để kiểm tra phá hoại giòn của vùng nén bất lợi ở chỗ chúng phải luôn luôn được điều chỉnh để phù hợp với sự thay đổi của nội lực nén do các nguyên nhân khác nhau như sự có mặt của cánh nén, cốt thép chịu nén và sự phối hợp chịu lực của cốt thép chịu kéo thường và dự ứng lực. Một cách tiếp cận tốt hơn là kiểm tra nội lực nén của bê tông bằng cách giới hạn khoảng cách c từ thớ chịu nén lớn nhất tới trục trung hoà.

Đối với dầm BTCT dự ứng lực:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42 \quad (4.9)$$

Trong đó, d_e là chiều cao hữu hiệu của mặt cắt, được tính bằng công thức sau

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \quad (4.10)$$

trong đó, f_{ps} được tính theo các công thức chương 6, hoặc trong thiết kế sơ bộ có thể giả thiết bằng f_{py} .

b/ Lượng cốt thép tối thiểu

Cốt thép chịu kéo tối thiểu được yêu cầu nhằm đảm bảo cho cốt thép không bị phá hoại đột ngột. Sự phá hoại đột ngột của cốt thép chịu kéo có thể xảy ra nếu khả năng chịu mô men (sức kháng uốn) được quyết định bởi cốt thép chịu kéo nhỏ hơn so với mô men nứt (sức kháng nứt) của mặt cắt bê tông nguyên. Để tính toán thiên về an toàn, sức kháng uốn M_n được quyết định bởi cốt thép thường và dự ứng lực có thể lấy giảm đi, trong khi đó, sức kháng nứt M_{cr} được tính dựa trên cường độ chịu kéo của bê tông có thể được lấy tăng lên, AASHTO đưa ra điều kiện sau:

$$\phi M_n \geq 1,2 M_{cr} \quad (4.11)$$

với

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (4.12)$$

trong đó

f_r = cường độ chịu kéo khi uốn bê tông,

I_g = mô men quán tính nguyên của mặt cắt ngang,

y_t = khoảng cách từ trục trung hoà tới thớ chịu kéo lớn nhất.

Hệ số sức kháng Φ .

Xét một dầm chữ nhật có bề rộng b và chiều cao toàn bộ h , chỉ đặt cốt thép chịu kéo thường A_s . Nếu giả thiết cánh tay đòn nội lực jd bằng $0,9h$ thì sức kháng uốn có hệ số được tính như sau:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (jd) = 0,9 A_s f_y (0,9h) = 0,8 A_s f_y h$$

Với giả thiết $f_r = 0,12 f'_c$ thì sức kháng nứt có thể được xác định:

$$M_{cr} = \frac{1}{6} f_r b h^2 = 0,02 f'_c b h^2$$

Khi thay các biểu thức này vào công thức 4.11, sẽ rút ra được diện tích cốt thép chịu kéo tối thiểu:

$$A_s \geq 0,03 b h \frac{f'_c}{f_y} \quad (4.13)$$

Hay ta rút ra được công thức 4.8 như ở trên

$$\rho_{\min} \geq 0,03 \frac{f'_c}{f_y}$$

với f'_c là cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông ở tuổi 28 ngày và f_y là giới hạn chảy của cốt thép chịu kéo. Biểu thức 4.13 có thể được sử dụng để xác định cốt thép chịu kéo tối thiểu đối với dầm chữ nhật không có cốt thép dự ứng lực. Ở đây, AASHTO cho phép sử dụng biểu thức 4.8 đối với các mặt cắt BTCT thường không phải là chữ nhật khi thay giá trị bh bằng diện tích nguyên của mặt cắt thực tế.

22TCN272-05 quy định:

Trừ khi có các quy định khác, còn ở bất kỳ một mặt cắt nào đó của cầu kiện chịu uốn, lượng cốt thép thường và cốt thép dự ứng lực chịu kéo phải đủ để phát triển sức kháng uốn tính toán, M_r , ít nhất bằng 1 trong 2 giá trị sau, lấy giá trị nhỏ hơn:

1,2 lần sức kháng nứt được xác định trên cơ sở phân bố ứng suất đàn hồi và cường độ chịu kéo khi uốn, f_r , của bê tông theo quy định .

1,33 lần mômen tính toán cần thiết dưới tổ hợp tải trọng - cường độ thích hợp quy định .

Đối với các cấu kiện không có thép dự ứng lực thì lượng cốt thép tối thiểu quy định ở đây có thể coi là thỏa mãn nếu:

$$\rho_{\min} \geq 0,03 \frac{f'_c}{f_y}$$

trong đó:

ρ_{\min} = tỷ lệ giữa thép chịu kéo và diện tích nguyên

f'_c = cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông (MPa)

f_y = cường độ chảy dẻo của thép chịu kéo (MPa)

Đối với các dầm chữ T có bản bụng dầm chịu kéo, việc xác định tỷ lệ cốt thép thường thực tế, ρ , để so sánh với yêu cầu của Phương trình 4.8, phải căn cứ vào chiều rộng của bản bụng dầm.

4-Điều kiện Cường độ :

Để tiết diện không bị phá hoại thì :

$$M_u \leq M_r = \phi_f M_n$$

M_u Mô men uốn tính toán (mô men uốn có hệ số)

M_r Sức kháng uốn tính toán

Φ_f Hệ số sức kháng uốn

5-Các bài toán :

a/ Bài toán tính duyệt

Biết kích thước tiết diện b,h, cấp bê tông, loại cốt thép, diện tích cốt thép A_s , cách bố trí, mô men M_u . Yêu cầu tính duyệt cường độ tiết diện, các yêu cầu cốt thép hợp lý hay không?.

Biết: b,h, f'_c , f_y , A_s , d_s , M_u .

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Từ đó kiểm tra điều kiện:

$$\frac{c}{d_s} \leq 0,42$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd_s} \geq \rho_{\min} = 0,03 \frac{f'_c}{f_y}$$

Kiểm tra điều kiện cường độ: $M_u \leq M_r = \phi_f M_n = \phi_f 0,85 f'_c b a (d_s - \frac{a}{2})$

b/Bài toán thiết kế:

Dạng 1: Biết: b,h, f'_c , f_y , M_u . Yêu cầu tính A_s và bố trí

Ta biến đổi phương trình 4.5 và 4.6 bằng cách đặt $\xi = \frac{a}{d_s}$; $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi)$ ta được

$$A_s f_y = \xi 0,85 f'_c b d_s$$

$$M_n = \alpha_m 0,85 f'_c b d_s^2$$

Điều kiện hạn chế : $\xi \leq \xi_{gh} = 0,42\beta_1$; $\alpha_m \leq \alpha_{gh} = \xi_{gh} (1 - 0,5\xi_{gh})$

$$\rho = \frac{A_s}{b d_s} \geq \rho_{min} = 0,03 \frac{f'_c}{f_y}$$

Điều kiện cường độ : $M_u \leq M_r = \phi_f M_n$

Lời giải như sau:

Giả định $d_s = (0,85 - 0,9)h$

$$\text{Tính } \alpha_m = \frac{M_u}{\phi_f 0,85 f'_c b d_s^2}$$

Sẽ có thể xảy ra 2 trường hợp :

+ Nếu $\alpha_m \leq \alpha_{gh}$, ta sẽ đi tra bảng hoặc tính được $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$, từ đó tính được:

$$A_s = \frac{\xi 0,85 f'_c b d_s}{f_y} \text{ từ đây đi chọn thép, bố trí, tính lại } d_s, \text{ kiểm tra lại tiết diện vừa thiết kế theo}$$

bài toán tính duyệt.

+ Nếu $\alpha_m > \alpha_{gh}$ ta phải gia cường vùng nén bằng một trong ba cách sau: Tăng kích thước tiết diện, tăng cường độ bê tông, đặt cốt thép vào vùng bê tông chịu nén.

Dạng 2: Biết: f'_c, f_y , nhịp tính toán L , M_u . Yêu cầu xác định kích thước tiết diện b, h , tính A_s và bố trí.

Trước tiên ta chọn $h = \left(\frac{1}{10} - \frac{1}{20}\right)L$, h cần thỏa mãn các yêu cầu cấu tạo, kiến trúc.

Chọn b : Dựa vào kinh nghiệm, cấu tạo, yêu cầu kiến trúc (thông thường $b = 160, 180, 200, 220, 250$ mm)

Sau khi có b và h bài toán quay về dạng 1.

Ví dụ 4.1: Xác định kích thước mặt cắt, tính toán và bố trí cốt thép dọc chịu lực trên mặt cắt chữ nhật của dầm BTCT thường, biết:

+ Dầm giản đơn, chiều dài nhịp $L = 5$ (m)

+ Vật liệu $f'_c = 32$ MPa; $f_y = 420$ MPa

+ Momen tính toán ở trạng thái giới hạn cường độ: $M_u = 105$ kNm

Bài giải:

Ta có:

$$+ \text{Chiều cao của dầm: } h = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{20}\right)L$$

Chọn $h = 400$ (mm)

+ Bề rộng $b = 0,5h = 200$ (mm)

$$+ \beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 * (f'_c - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 * (32 - 28)}{7} = 0,82$$

+ Giả thiết $d_s = 350$ (mm)

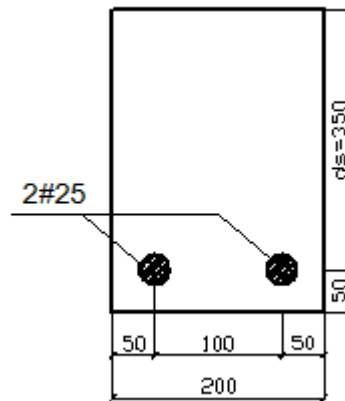
$$\alpha_m = \frac{105 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 32 \cdot 200 \cdot 350^2} = 0,175 \leq \alpha_{gh} = 0,285$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,194$$

$$A_s^{yc} = \frac{0,194 \cdot 0,85 \cdot 32 \cdot 200 \cdot 350}{420} = 879 \text{ mm}^2$$

Chọn $A_s = 2 \# 25 = 1020 \text{ (mm}^2\text{)}$

Bố trí như sau:



Tính duyệt:

Hình 4.12 -Bố trí cốt thép của ví dụ 4.1

+ Tính lại a:

$$a = \frac{1020 \cdot 420}{0,85 \cdot 32 \cdot 200} = 78,75 \text{ (mm)}$$

$$\Rightarrow c = c = \frac{a}{\beta_1} = 92,65 \text{ (mm)}$$

$$\Rightarrow \frac{c}{d_s} = \frac{92,65}{350} = 0,265 < 0,42 \text{ Đạt (lượng cốt thép không quá nhiều)}$$

$$+ \rho = \frac{A_s}{b \cdot d_s} = \frac{1020}{200 \cdot 350} = 0,0146$$

$$+ \rho_{\min} = 0,03 \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0,03 \cdot \frac{32}{420} = 2,286 \cdot 10^{-3}$$

Vậy $\rho > \rho_{\min} \Rightarrow$ Lượng cốt thép đảm bảo không quá ít

Vậy:

$$M_r = 0,9 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot (d_s - a/2) = 0,9 \cdot 0,85 \cdot 32 \cdot 78,75 \cdot 200 \cdot (350 - 0,5 \cdot 78,75) = 119.764.575 \text{ (Nmm)}$$

$$= 119,76 \text{ (kN.m)} > M_u = 105 \text{ (kN.m)}$$

Tiết diện đảm bảo cường độ.

$$\frac{c}{d_s} \leq 0,42$$

Để tránh phá hoại đột ngột xảy ra, ta yêu cầu cần phải cung cấp một lượng cốt thép tối thiểu nhằm có sức kháng uốn không nhỏ hơn mô men nứt (M_{cr}). Theo 22TCN272-05:

$$\rho = \frac{A_s}{bd_s} \geq \rho_{\min} = 0,03 \frac{f'_c}{f_y}$$

4-Điều kiện Cường độ :

Để tiết diện không bị phá hoại thì :

$$M_u \leq M_r = \phi_f M_n$$

M_u Mô men uốn tính toán (mô men uốn có hệ số)

M_r Sức kháng uốn tính toán

Φ_f Hệ số sức kháng uốn

5-Các bài toán :

a/ Bài toán 1: Bài tính duyệt

Biết kích thước tiết diện b,h, cấp bê tông, loại cốt thép, diện tích cốt thép , cách bố trí, mô men M_u . Yêu cầu tính duyệt cường độ tiết diện, các yêu cầu cốt thép hợp lý hay không?.

Tóm tắt: Biết: $b, h, f'_c, f_y, f'_y, E_s, A_s, A'_s, d_s, d'_s, M_u$ yêu cầu duyệt tiết diện

Bài giải:

Giả sử cốt thép chịu nén đã chảy, ta có

$$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_y}{0,85 f'_c b} \text{ từ đây tính được } c = \frac{a}{\beta_1} \text{ suy ra } |\varepsilon'_s| = 0,003 \frac{c - d'_s}{c} \text{ so sánh với } |\varepsilon'_y| = \frac{f_y}{E_s}$$

+Nếu $|\varepsilon'_s| \geq |\varepsilon'_y|$ thì giả sử đúng thì a và c tính được là đúng

Ta kiểm tra điều kiện:

$$\frac{c}{d_s} \leq 0,42 \text{ đạt}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd_s} \geq \rho_{\min} = 0,03 \frac{f'_c}{f_y} \text{ đạt}$$

Điều kiện cường độ: $M_r = \phi M_n = \phi \{0,85 f'_c b a (d_s - 0,5a) + A'_s f'_y (d_s - d'_s)\} \geq M_u$ đạt

+Nếu $|\varepsilon'_s| < |\varepsilon'_y|$ thì giả sử cốt thép chịu nén là sai, ta có hai cách giải quyết trong trường hợp này.

Cách 1: Giải chính xác ra c:

Ta thay $a = \beta_1 c$ và $f'_s = E_s \varepsilon'_s = E_s * 0,003 \frac{c - d'_s}{c}$ vào phương trình 5.6

$$A_s f_y = 0,85 f'_c b \beta_1 c + A'_s E_s 0,003 \frac{c - d'_s}{c}$$

Giải phương trình bậc hai với ẩn là c, sau khi có c ta tính được a, ε'_s, f'_s từ đó đi kiểm tra hàm lượng cốt thép và kiểm tra cường độ.

$$M_r = \phi M_n = \phi \{0.85 f_c' b a (d_s - 0.5a) + A_s' f_s' (d_s - d_s')\} \geq M_u \text{ đạt}$$

Cách 2: Tính đơn giản bằng cách bỏ qua cốt thép chịu nén tính như cốt đơn

b/ Bài toán 2: Tính và bố trí cốt thép

Biết kích thước tiết diện b,h, cấp bê tông, loại cốt thép, mô men M_u . Yêu cầu tính và bố trí cốt thép dọc.

Tóm tắt: Biết: $b, h, f_c', f_y, f_y', E_s, M_u$ yêu cầu tính A_s, A_s' và bố trí

Bài giải:

Giả định $d_s = (0.85-0.90)h$

Kiểm tra xem có phải đặt cốt thép kép hay không?

$$\text{Nếu } \alpha_m = \frac{M_u}{\phi 0.85 f_c' b d_s^2} > \alpha_{gh} \text{ thì phải đặt cốt thép kép}$$

Khi có yêu cầu đặt cốt thép kép ta giả sử cốt thép chịu nén đã chảy và biến đổi phương trình

4.16 và 4.17 bằng cách đặt $\xi = \frac{a}{d_s}; \alpha_m = \xi(1 - 0.5\xi)$ và khi A_s' đã chảy ta được:

$$A_s f_y = \xi 0.85 f_c' b d_s + A_s' f_y'$$

$$M_n = \alpha_m 0.85 f_c' b d_s^2 + A_s' f_y' (d_s - d_s')$$

Nhận xét : khi tận dụng hết chiều cao vùng bê tông chịu nén ta có phương án bố trí cốt thép kinh tế nhất. Vậy khi $\xi = \xi_{gh}$ và $\alpha_m = \alpha_{gh}$ ta có $A_s + A_s' = \min$

Ta đi giả định d_s' thường từ 35-45mm và tính được A_s' và A_s

$$A_s' = \frac{\frac{M_u}{\phi} - \alpha_{gh} 0.85 f_c' b d_s^2}{f_y' (d_s - d_s')}$$

$$A_s = \frac{\xi_{gh} 0.85 f_c' b d_s + A_s' f_y'}{f_y}$$

Từ đây chọn thép, bố trí và kiểm tra lại theo bài toán tính duyệt.

Nhưng trong thực hành, sau khi tính được A_s' ta đi chọn thép $A_{s'chon}$ khác với A_s' tính được do vậy sẽ ảnh hưởng tới diện tích cốt thép chịu kéo A_s và ta có bài toán dưới đây

b/ Bài toán 3: Tính và bố trí cốt thép A_s khi đã biết A_s'

Biết kích thước tiết diện b,h, cấp bê tông, loại cốt thép, cốt thép chịu nén, mô men M_u . Yêu cầu tính và bố trí cốt thép dọc.

Tóm tắt: Biết: $b, h, f_c', f_y, f_y', E_s, A_s', d_s', M_u$ yêu cầu tính A_s và bố trí

Bài giải:

Giả định $d_s = (0.85-0.90)h$

Giả sử cốt thép chịu nén đã chảy;

$$\text{Ta tính } \alpha_m = \frac{\frac{M_u}{\phi} - A_s' f_y' (d_s - d_s')}{0.85 f_c' b d_s^2}$$

Ta có hai trường hợp của α_m như sau

+ Trường hợp $\alpha_m \leq \alpha_{gh}$ ta tra bảng hoặc tính được $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$ và sẽ có:

$$A_s = \frac{\xi 0,85 f'_c b d_s + A'_s f'_y}{f_y}$$

Đi chọn thép, bố trí và tính duyệt lại.

+ Trường hợp $\alpha_m > \alpha_{gh}$ ta kết luận lượng cốt thép chịu nén đã biết là quá ít, cần xem như chưa biết tính lại theo bài toán 2

Ví dụ 4.2: Xác định kích thước mặt cắt, tính toán và bố trí cốt thép dọc chịu kéo trên mặt dầm BTCT thường, biết:

+ Dầm giản đơn, tiết diện chữ nhật: nhịp $l = 5\text{m}$; $f'_c = 28\text{ MPa}$; $f_y = f'_y = 420\text{ MPa}$; $A'_s = 2 \# 13$; $d'_s = 40\text{ mm}$

+ $M_u = 120\text{ KNm}$.

Bài giải:

- Xác định kích thước mặt cắt:

+ Chọn: $h = 400\text{ mm}$; h thường lấy trong $h = (\frac{1}{10} - \frac{1}{20})l = 500 - 250(\text{mm})$

+ chọn $b = 220\text{ (mm)}$

- Tính toán và bố trí cốt thép dọc chịu kéo:

+ $f'_c = 28\text{ MPa} \Rightarrow \beta_1 = 0,85$

+ Giả thiết $d_s = 350\text{ (mm)}$; $A'_s = 2 \# 13 = 258\text{ (mm}^2\text{)}$

+ Giả thiết cốt thép chịu nén đã chảy:

Từ phương trình:

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \alpha_m 0,85 f'_c b d_s^2 + A'_s f'_y (d_s - d'_s)$$

$$\frac{120 * 10^6}{0,90} = \alpha_m 0,85 * 28 * 220 * 350^2 + 258 * 420(350 - 40)$$

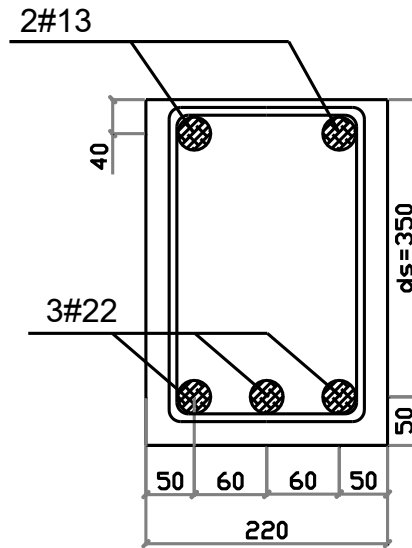
$$\alpha_m = 0,155 \leq \alpha_{gh} = 0,293$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,17 \text{ vậy ta có } a = 0,17 * 350 = 59,48\text{mm}$$

$$A_s^{ct} = \frac{0,85 * f'_c * b * a + f'_y * A'_s}{f_y} = \frac{0,85 * 28 * 220 * 59,48 + 420 * 258}{420} = 999,52(\text{mm}^2)$$

Chọn $A_s = 3 \# 22 = 1161\text{ (mm}^2\text{)}$

Bố trí:



Hình 4.14 -Bố trí cốt thép của ví dụ 4.2

+ Tính duyệt lại tiết diện vừa thiết kế:

Giả sử cốt thép chịu nén đã chảy:

$$\text{Ta có } a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1161 * 420 - 258 * 420}{0,85 * 28 * 220} = 72,43 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{72,43}{0,85} = 85,22 \text{ mm}$$

- Kiểm giả sử cốt thép chịu nén chảy đúng hay không?

$$|\varepsilon'_y| = \frac{f'_y}{E_s} = \frac{420}{2 * 10^5} = 2,1 * 10^{-3}$$

$$|\varepsilon'_s| = 0,003 * \frac{c - d'_s}{c} = 0,003 * \frac{85,22 - 40}{85,22} = 1,59 * 10^{-3}$$

Ta thấy: $|\varepsilon'_y| > |\varepsilon'_s| \Rightarrow$ Cốt thép chịu nén không chảy dẻo. Giả thiết sai

Tính c chính xác:

Từ phương trình cân bằng lực dọc:

$$A_s f_y = 0,85 f'_c b \beta_1 c + A'_s E_s 0,003 \frac{c - d'_s}{c}$$

$$1161 * 420 = 0,85 * 28 * 220 * 0,85 c + 258 * 2 * 10^5 * 0,003 \frac{c - 40}{c}$$

Giải ra ta có: $c = 90,20 \text{ mm}$

và $c = -15,42$ (loại)

Vậy: $a = 76,67 \text{ mm}$; $\varepsilon'_s = 0,00167$ và $f'_s = 333,94 \text{ MPa}$

$$M_n = 0,85 f'_c b a (d_s - 0,5a) + A'_s f'_s (d_s - d'_s) = 151,83 * 10^6 \text{ Nmm} = 151,83 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow M_r = \phi * M_n = 0,9 * 151,83 = 136,65 \text{ (KNm)}$$

Ta thấy $M_r = 136,65 \text{ (KNm)} > M_u = 120 \text{ (KNm)} \Rightarrow$ Đạt.

Cánh có thể chịu nén được là nhờ có ứng suất cắt truyền lực nén từ sườn ra cánh. Phần cánh ở cách xa sườn thì ứng suất dọc trong cánh đã khá nhỏ. Vì thế, các ứng suất dọc không phân bố đều. Bề rộng cánh dầm có ích là bề rộng đã được giảm đi và các ứng suất dọc được giả thiết là phân bố đều từ cùng một lực như sự phân bố ứng suất không đồng đều có được bằng cách lấy tích phân trên toàn bề rộng.

Khi không đủ điều kiện phân tích chính xác hơn có thể lấy như quy định của tiêu chuẩn 22TCN272-05(điều 4.6.2.6)

Bề rộng cánh tính toán b_e của dầm giữa không lấy quá trị số nhỏ nhất trong ba trị số sau:

- $\frac{1}{4}L$ với L là chiều dài nhịp
- Khoảng cách tim giữa hai dầm
- $12h_f + b_w$

Bề rộng cánh tính toán của dầm biên lấy bằng 1/2 bề rộng hữu hiệu của dầm trong kê bên, cộng thêm trị số nhỏ nhất của:

- 1/8 lần chiều dài nhịp hữu hiệu
- $6h_f + \frac{1}{2}b_w$
- Bề rộng của phân hẫng

Khi tính bề rộng bản cánh dầm hữu hiệu, chiều dài nhịp hữu hiệu có thể lấy bằng nhịp thực tế đối với các nhịp giản đơn và bằng khoảng cách giữa các điểm thay đổi mômen uốn (điểm uốn của biểu đồ mômen) của tải trọng thường xuyên đối với các nhịp liên tục, thích hợp cả mômen âm và dương.

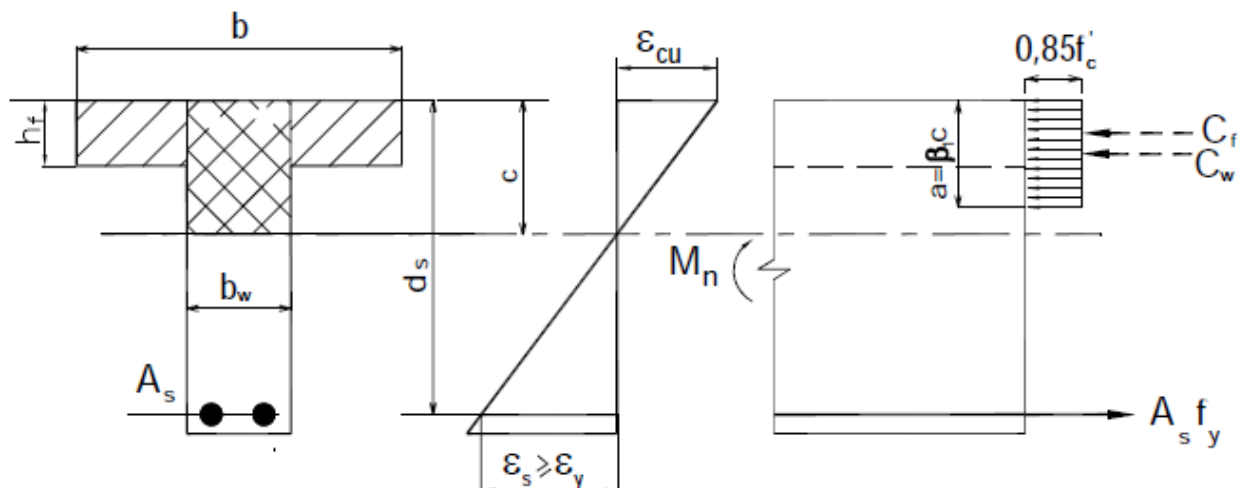
2. Tính toán tiết diện chữ T đặt cốt thép đơn.

a-Sơ đồ ứng suất (khi trục trung hòa qua sườn)

Các trường hợp tính toán tiết diện chữ T:

Khi $c < h_f$ thì TTH qua cánh, tính như tiết diện chữ nhật.

Khi $c \geq h_f$ thì TTH qua sườn, tính theo bài toán tiết diện chữ T.



Hình 4.16- MCN, sơ đồ biến dạng, sơ đồ ứng suất của tiết diện chữ T đặt cốt thép đơn

$$C_w = 0,85f'_c b_w a$$

$$C_f = 0,85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f$$

b-Phương trình cơ bản (khi $c > h_f$ hay TTH qua sườn)

Phương trình hình chiếu của nội lực nên phương trục dầm:

$$A_s f_y = 0,85 f'_c b_w a + 0,85 \beta_1 (b - b_w) h_f f'_c \quad (4.18)$$

Phương trình cân bằng mômen:

$$M_n = 0,85 f'_c b_w a \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + 0,85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f \left(d_s - \frac{h_f}{2} \right) \quad (4.19)$$

Ta biến đổi phương trình 4.18 và 4.19 bằng cách đặt $\xi = \frac{a}{d_s}$; $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi)$ ta được:

$$A_s f_y = \xi 0,85 f'_c b_w d_s + 0,85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f$$

$$M_n = \alpha_m 0,85 f'_c b_w d_s^2 + 0,85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f \left(d_s - \frac{h_f}{2} \right)$$

trong đó :

- M_n : sức kháng danh định (N.mm)
- A_s : diện tích cốt thép chịu kéo (mm^2).
- f_y : giới hạn chảy quy định của cốt thép chịu kéo (MPa).
- f'_c : cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông ở tuổi 28 ngày (MPa)
- b : bề rộng của mặt chịu nén của cấu kiện (mm)
- b_w : chiều dày của bản bụng hoặc đường kính của mặt cắt tròn (mm)
- β_1 : hệ số chuyển đổi biểu đồ ứng suất quy định
- h_f : chiều dày bản cánh chịu nén của cấu kiện dầm I hoặc T (mm)
- $a = \beta_1 c$; Chiều dày của khối ứng suất tương đương (mm)

c-Điều kiện hạn chế:

$$\text{Điều kiện hạn chế : } \frac{c}{d} \leq 0,42 \quad \text{và} \quad \rho \geq 0,03 \frac{f'_c}{f_y} \quad \text{với} \quad \rho = \frac{A_s}{b_w d}$$

d-Điều kiện cường độ:

Để tiết diện không bị phá hoại thì :

$$M_u \leq M_r = \phi_f M_n$$

Ví dụ 4.3: Tính toán và bố trí cốt thép dọc chịu lực trên mặt cắt chữ T của dầm BTCT thường, biết:

- + Kích thước mc: $b = 800 \text{ mm}$; $b_w = 220 \text{ mm}$; $h_f = 120 \text{ mm}$; $h = 550 \text{ mm}$.
- + Vật liệu: $f'_c = 28 \text{ MPa}$; $f_y = 420 \text{ MPa}$
- + Momen tính toán ở trạng thái giới hạn cường độ: $M_u = 150 \text{ KNm}$.

Bài giải:

Theo bài ra ta có: $f'_c = 28 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.85$$

- Giả định $d_s = 500 \text{ (mm)}$

- Giả thiết trục trung hoà đi qua cánh và mặt cắt đặt cốt thép đơn:

$$\alpha_m = \frac{M_u}{\phi_f 0,85 f'_c b d_s^2} = \frac{150 * 10^6}{0,9 * 0,85 * 28 * 800 * 500^2} = 0,035$$

$$\alpha_m = 0,035 \leq \alpha_{gh} = 0,293$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,0356 \text{ vậy ta có } a = 0,0356 * 500 = 17,82 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{17,82}{0.85} = 20,97 \text{ mm} \leq h_f = 120 \text{ mm}$$

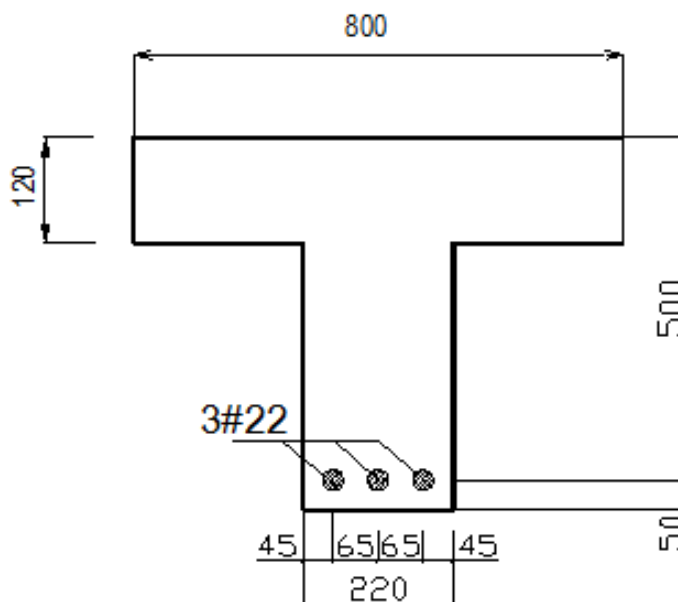
\Rightarrow Giả sử trục trung hoà qua cánh là đúng

\Rightarrow Giả thiết đúng \Rightarrow Tính như mặt cắt chữ nhật đặt cốt đơn.

$$+ A_s^{cr} = \frac{0,85 * f'_c * a * b}{f_y} = \frac{0,85 * 28 * 17,82 * 800}{420} = 808,067 (\text{mm}^2)$$

Chọn $A_s = 3 \# 22 = 1161 (\text{mm}^2)$

Bố trí:



Hình 4.17- Bố trí cốt thép ví dụ 4.3

+ Tính duyệt lại tiết diện vừa thiết kế :

Tính a:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b_f} = \frac{1161 * 420}{0,85 * 28 * 800} = 25,61 (\text{mm})$$

$$\Rightarrow c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25.61}{0.85} = 30.129 < h_f = 120$$

$$\Rightarrow \frac{c}{d_s} = \frac{30.129}{500} = 0.060258 < 0.42 \rightarrow \text{OK}$$

Vậy:

$$M_r = \phi * M_n = 0.9 * 0.85 * f'_c * a * b_f * (d_s - a/2) = 0.9 * 0.85 * 28 * 25.61 * 800 * (500 - 25.61/2)$$

$$= 213.806 \text{ (KNm)}$$

$$\Rightarrow M_r = 213.806 \text{ (KNm)} > M_u = 150 \text{ (KNm)}$$

\(\Rightarrow\) Đạt.

- Kiểm tra lượng cốt thép tối thiểu:

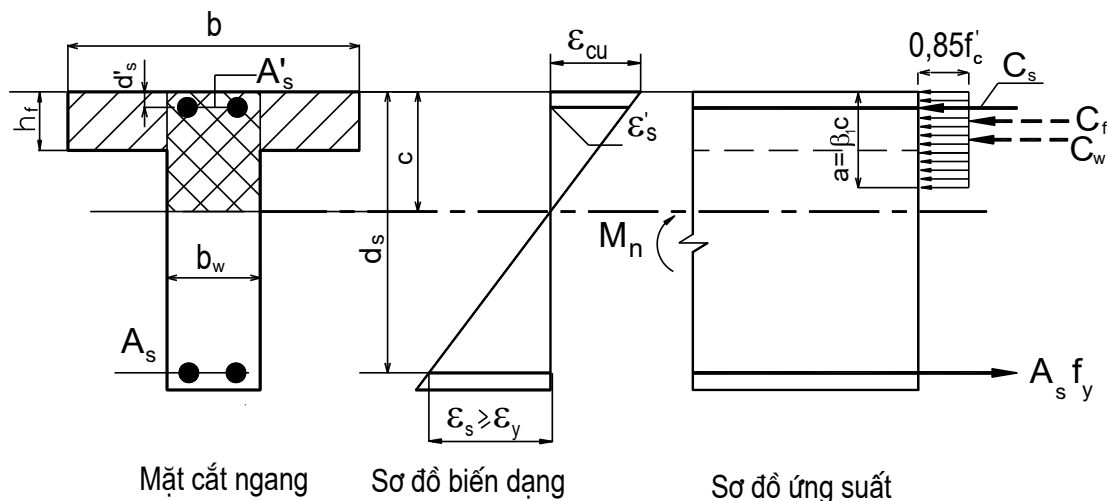
$$+ \rho = \frac{A_s}{b * d_s} = \frac{1161}{220 * 500} = 1,05 * 10^{-2}$$

$$+ \rho_{\min} = 0.03 * \frac{f'_c}{f_y} = 0.03 * \frac{28}{420} = 2 * 10^{-3}$$

Vậy $\rho > \rho_{\min} \Rightarrow$ Lượng cốt thép đảm bảo

3. Tính toán tiết diện chữ T đặt cốt thép kép.

a-Sơ đồ ứng suất , sơ đồ biến dạng(khi trục trung hòa qua sườn)



Hình 4.18- MCN, sơ đồ biến dạng, sơ đồ ứng suất của tiết diện chữ T đặt cốt thép kép

$$f'_s = \epsilon'_s E_s \text{ và } |f'_s| \leq |f'_y|$$

Từ sơ đồ biến dạng ta có:

$$|\epsilon'_s| = \epsilon_{cu} \frac{c - d'_s}{c} = 0,003 \frac{c - d'_s}{c}$$

Khi $|\epsilon'_s| \geq |\epsilon'_y| = \frac{f'_y}{E_s}$ thì cốt thép chịu nén đã **chảy** khi đó $f'_s = f'_y$

Các hợp lực nén:

$$C_s = A'_s * f'_s$$

$$C_w = 0,85.f'_c.b_w a$$

$$C_f = 0,85.\beta_1.f'_c.(b - b_w). h_f$$

b-Phương trình cơ bản và tính toán

Phương trình hình chiếu của nội lực nên phương trục dầm:

$$A_s f_y = 0,85 f'_c b_w a + 0,85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f + A'_s f'_s \quad (4.20)$$

Phương trình cân bằng mômen:

$$M_n = 0,85 f'_c b_w a \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + 0,85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f \left(d_s - \frac{h_f}{2} \right) + A'_s f'_s (d_s - d'_s) \quad (4.21)$$

trong đó : Các ký hiệu đã giải thích ở phần trên.

Chú ý : Khi cốt thép chịu nén (A'_s) đã chảy ta thay $f'_s = f_y$.

Ta biến đổi phương trình 4.20 và 4.21 bằng cách đặt $\xi = \frac{a}{d_s}$; $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi)$ và khi A'_s

đã chảy ta được:

$$A_s f_y = \xi 0,85 f'_c b_w d_s + 0,85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f + A'_s f'_s$$

$$M_n = \alpha_m 0,85 f'_c b_w d_s^2 + 0,85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f \left(d_s - \frac{h_f}{2} \right) + A'_s f'_s (d_s - d'_s)$$

c-Điều kiện hạn chế:

Điều kiện hạn chế : $\frac{c}{d} \leq 0,42$ và $\rho \geq 0,03 \frac{f'_c}{f_y}$ với $\rho = \frac{A_s}{b_w d}$

d-Điều kiện cường độ:

Để tiết diện không bị phá hoại thì :

$$M_r = \phi_f M_n \geq M_u$$

Ví dụ 4.4: Tính toán và bố trí cốt thép dọc chịu lực trên mặt cắt chữ T của dầm BTCT thường, biết:

- + Kích thước tiết diện: $b = 800$ mm; $b_w = 220$ mm; $h_f = 120$ mm; $h = 550$ mm.
- + Vật liệu: $f'_c = 28$ MPa; $f_y = 420$ MPa = f'_y
- + Cốt thép chịu nén: $A'_s = 2 \# 16$; $d'_s = 40$ mm.
- + Momen tính toán ở trạng thái giới hạn cường độ: $M_u = 180$ KNm.

Bài giải:

- + $\beta_1 = 0.85$
- + Giả định $d_s = 500$ (mm).
- + Giả sử trục trung hoà đi qua cánh.
- + Giả sử cốt thép chịu nén chảy dẻo.

Với $A'_s = 2 \# 16 = 398$ (mm²)

Ta có:

$$\alpha_m = \frac{\frac{M_u}{\phi} - A'_s * f'_y * (d_s - d'_s)}{0.85 * f'_c * b_f d_s^2} = \frac{\frac{180 * 10^6}{0.9} - 398 * 420 * (500 - 35)}{0.85 * 28 * 800 * 500^2} = 0,0259$$

$$\alpha_m = 0,0259 \leq \alpha_{gh} = 0,293 \text{ ta có } \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,0262$$

$$a = \xi d_s = 0,0262 * 500 = 13,1mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{13,1}{0,85} = 15,4mm < h_f = 120mm$$

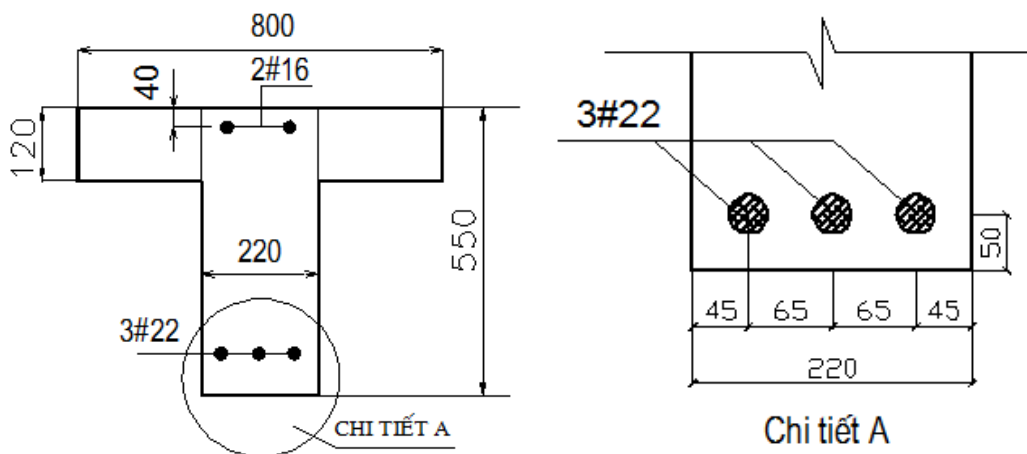
=> Giả thiết trục trung hòa qua cánh đúng.

+

$$A_s^{ct} = \frac{0.85 * f'_c * a * b_f + f'_y * A'_s}{f_y} = \frac{0.85 * 28 * 13,1 * 800 + 420 * 398}{420} = 992(mm^2)$$

Chọn $A_s = 3 \# 22 = 1161 (mm^2)$

Bố trí:



Hình 4.19- Bố trí cốt thép cho ví dụ 4.4

+ Tính duyệt:

Giả sử trục trung hòa qua cánh và giả sử cốt thép chịu nén đã chảy ta có :

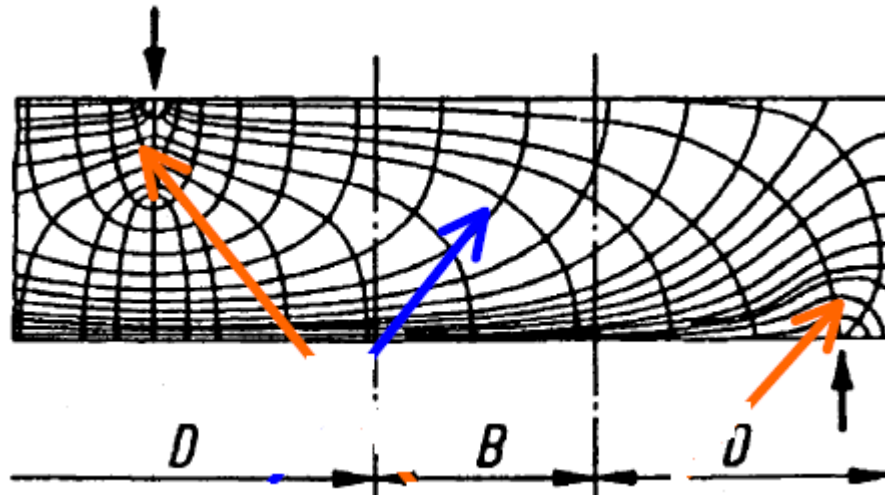
$$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1161 * 420 - 398 * 420}{0,85 * 28 * 800} = 16,83mm$$

$$\Rightarrow c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{16,83}{0,85} = 19,8mm < h_f = 120mm$$

Vậy trục trung hòa qua cánh là đúng. Ta cũng nhận thấy $c = 19,8mm < d'_s = 40mm$ vậy cốt thép chịu nén nằm trong vùng kéo ta bỏ qua cốt thép chịu nén này tính như cốt đơn:

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1161 * 420}{0,85 * 28 * 800} = 25,6mm$$

lực trong kết cấu . Khái niệm và các dạng quỹ đạo lực chạy từ biên chịu tải qua kết cấu tới các gối thực sự là các công cụ hữu hiệu để hiểu đúng quá trình chịu tải của kết cấu và là sự trợ giúp tiện ích cho người thiết kế.



Hình 4.20 : Quỹ đạo ứng suất trong vùng B và D

Tuy vậy các mẫu quỹ đạo tổng quát là khá phức tạp và chỉ có thể xác định đúng nhất đối với vật liệu làm việc đàn hồi tuyến tính, hơn nữa trong BTCT các đường chịu kéo chạy dọc theo cốt thép và có thể gây ra nứt và biến dạng dẻo, do vậy tốt hơn hết là trong các bài toán thực tế, cần đơn giản hoá hình đồ quỹ đạo và làm cho phù hợp với những đặc điểm, tính chất riêng biệt của kết cấu bê tông.

Vào đầu năm 1899, W.Richter đưa ra mô hình dàn thanh đơn để hình ảnh hoá nội lực trong các dầm chịu nứt. Từ đó E.Morsch đã sử dụng làm cơ sở thiết kế dầm bê tông. Trong những nghiên cứu gần đây Cook và Collins đều sử dụng phương pháp đó để tìm ra nội lực trong kết cấu.

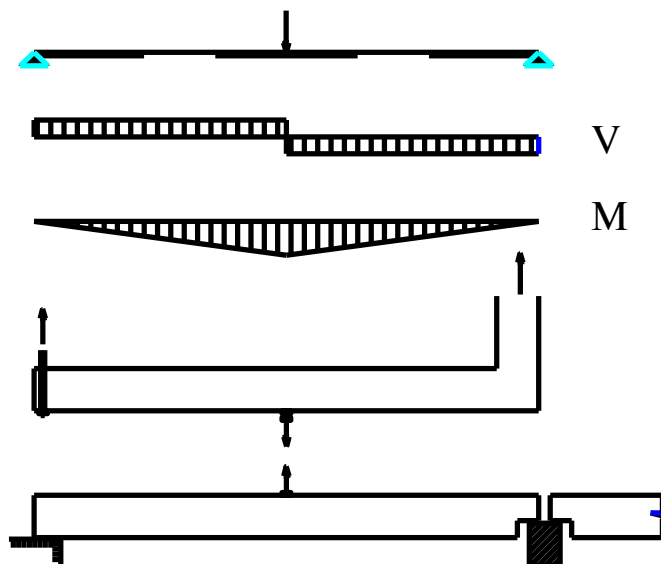
Việc tổng quát hoá mô hình dàn thanh thành mô hình Strut-and-Tie tạo ra khả năng ứng dụng thực sự của nó đối với các cấu kiện BTCT và của toàn bộ kết cấu.

Để đạt được mục đích này, các quỹ đạo ứng suất của các trường ứng suất riêng biệt trong kết cấu và các lực tương tác từ cốt thép chúng được xem xét và độ cong của chúng được lý tưởng hoá theo dạng của các phần tử kéo hoặc nén trong một mô hình hệ thanh thẳng. Dòng của các nội lực có thể được phác hoạ và được định rõ bởi phương pháp đường tải trọng và được lý tưởng hoá trong mô hình hệ thanh thích hợp. Bởi vậy các thanh chống và các thanh kéo (hoặc chính xác là các trường ứng suất bê tông và cốt thép) được định kích thước bởi các nội lực của mô hình như đã thiết lập, với sự cân nhắc thích đáng của sự lệch và neo của các lực, đang được lý tưởng hoá theo dạng của các nút.

Nhiều khi chỉ có sự phát triển của một mô hình hệ thanh sẽ là đủ để nhận biết những điểm yếu trong một kết cấu và thực chất là cung cấp thiết kế chi tiết , bằng cách minh hoạ để nhận biết yêu cầu cốt thép tại điểm đưa ra của kết cấu.

Phương pháp đã được đưa vào quy trình CEB/FIP-Model code 90 và Euro code 2, ACI,AASHTO.

Với mục đích đơn giản như một qui luật chung, các kết cấu là được phân tích riêng trong một vài mặt trục giao. Vì vậy chúng ta hầu hết dành quan tâm với mô hình hệ thanh phẳng. Nhờ đó



Hình 4.21: Các kết cấu có cùng kiểu phân bố nội lực nhưng các vùng D gần gối sẽ khác nhau nhiều.

Các nội lực mặt cắt của vùng B và các phản lực gối của kết cấu là cơ sở cho việc thiết kế các vùng B và D. Do đó bước đầu tiên sẽ là phân tích một hệ thống tĩnh học thích hợp theo như thực hành chung.Đương nhiên điều này chỉ áp dụng với các kết cấu gồm các vùng B. Với các kết cấu chỉ có toàn vùng D như các dầm cao việc phân tích nội lực mặt cắt có thể bỏ qua nhưng phản lực gối tựa là thường xuyên cần thiết.

3/ Xác định đường biên của vùng D

Trong vùng B quỹ đạo ứng suất ít thay đổi ,ngược lại trong vùng D nó thay đổi hỗn loạn .Cường độ ứng suất giảm nhanh theo khoảng cách tính từ nơi gốc tập trung ứng suất .Đặc điểm này cho phép phân biệt vùng B và D trong một kết cấu.

Với mục đích tìm phác thảo đường phân chia giữa vùng B và D ,Trình tự được đề xuất dựa trên cơ sở sự làm việc đàn hồi và được giải thích bởi ví dụ hình 1.2 như sau:

Nguyên lý chung là chia nhỏ trạng thái ứng suất thực của kết cấu (a) theo trạng thái của ứng suất (b) làm thỏa mãn giả thuyết Béc nu li và trạng thái bù của ứng suất(c).

Áp dụng nguyên lý Saint Venant, nó được xem rằng ứng suất phi tuyến ở xa là không đáng kể ,như tại khoảng cách đủ xa như xấp xỉ với khoảng cách lớn nhất giữa bản thân của các lực cân bằng. Khoảng cách này định phạm vi của vùng D minh hoạ như ví dụ hình 6.3. Nên chú ý rằng mọi trường hợp của các dầm khoảng cách này bằng chiều cao của mặt cắt tại vị trí đó. Nó cũng đề cập rằng các bộ phận bê tông đã nứt có những khó khăn khác nhau trong những phương diện khác nhau. Điều này có thể ảnh hưởng đến phạm vi của vùng D nhưng không cần thảo luận hơn từ nguyên Saint Venant. Bản thân các đường phân chia vùng B và D mục đích ở đây chỉ phục vụ giống như sự giúp đỡ về mặt định tính trong phát triển mô hình hệ thanh.

Không chỉ là sự phân chia của kết cấu thành những vùng B và D để hiểu biết nội lực trong kết cấu mà nó còn giải thích rằng quy luật đơn giản l/h để phân biệt các loại dầm như là dầm cao, cánh tay đòn ngắn, dài.

4/ Phát triển mô hình hệ thanh

Trái lại yêu cầu thiết kế cho những vùng B có thể dễ dàng thoả mãn bởi một vài mô hình tiêu chuẩn, các vùng D thường xuyên yêu cầu một mô hình hệ thanh riêng để phát triển phù hợp với điều kiện đặc trưng của vùng đang xem xét.

Những trình tự sau đây có ý định đưa ra vài hướng dẫn để phát triển mô hình hệ thanh như thế nào cho phù hợp những yêu cầu đặc trưng của bất kỳ một trường hợp nào, nó phản ánh một bức tranh đúng của các dòng nội lực với mục đích :mô hình sẽ đáp ứng giống như kết cấu thực. Phát triển mô hình hệ thanh là có thể so sánh được với nhiệm vụ của việc chọn một hệ tiêu biểu trên cả hai điều kiện hiểu biết và kinh nghiệm đều được yêu cầu.

Các bước chung

Đầu tiên những điều kiện biên của những vùng được mô hình hoá phải được định rõ đầy đủ. Để đạt được kết quả này chúng ta có thể làm như sau :

1. Định rõ kích thước hình học, tải, những điều kiện gối tựa của toàn bộ kết cấu. Chú ý rằng điều này có thể yêu cầu giả thiết một vài lượng chưa biết như các kích thước yêu cầu mà sẽ được kiểm tra thêm nếu cần thiết thì hiệu chỉnh.

2. Chia 3 kích thước kết cấu bởi những mặt khác nhau để dễ dàng phân tích riêng bởi mặt trung bình của hệ thanh. Trong phần lớn các trường hợp kết cấu sẽ được chia theo các mặt trục giao (vuông góc) hoặc có thể song song với nhau. Một dầm T làm ví dụ yêu cầu cánh dầm và sườn dầm được mô hình hoá riêng rẽ. Những điều kiện biên được định rõ từ giao nhau của các mặt, mà với dầm T là chỗ tiếp giáp cánh và sườn.

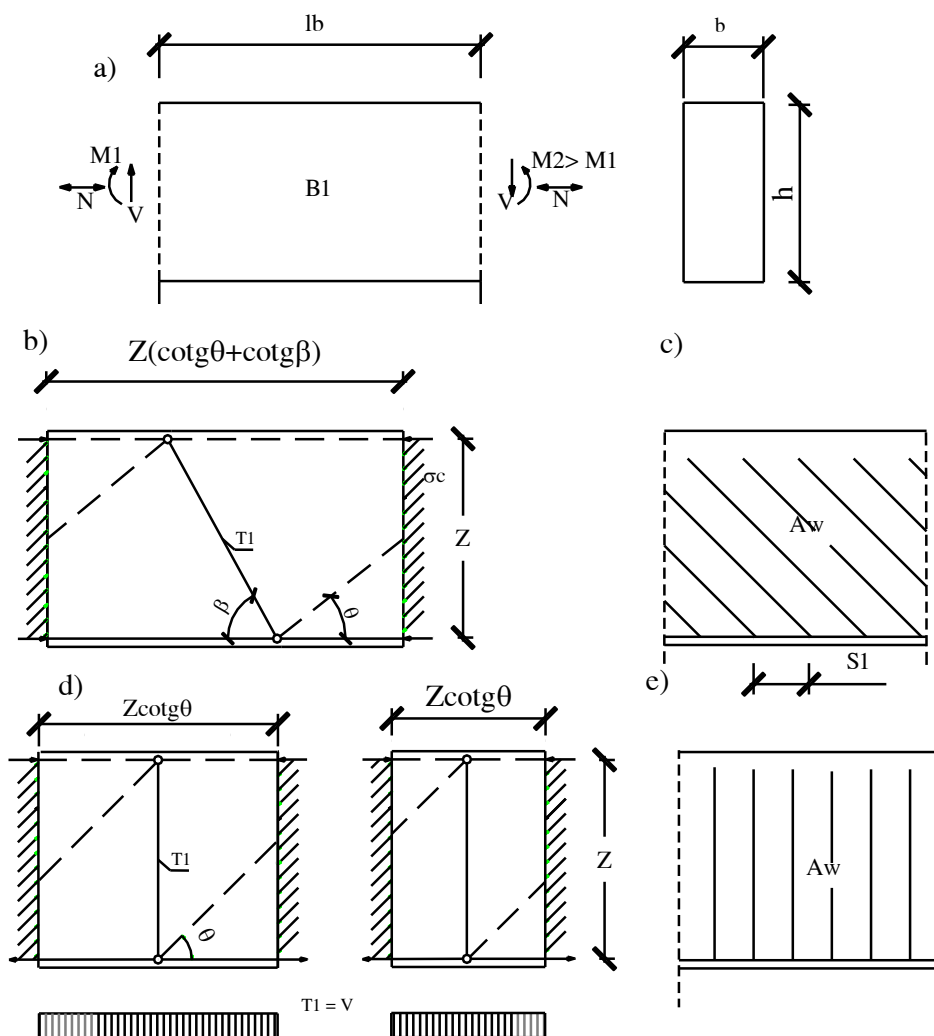
3. Xác định phân lực gối tựa bằng các hệ thống tĩnh học lý tưởng (như khung, dầm liên tục). Với những kết cấu siêu tĩnh giả thiết sự làm việc là đàn hồi tuyến tính. Chú ý rằng sự phân bố lại mô men do nứt, biến dạng dẻo và từ biến có thể được cân nhắc.

4. Chia kết cấu thành những vùng B và D

5. Xác định nội ứng suất của những vùng B và xác định kích thước vùng B bằng những mô hình hệ thanh hoặc sử dụng những phương pháp tiêu chuẩn từ quy trình.

6. Định rõ những lực tác dụng trên riêng vùng D để phục vụ như là đường đi của chúng. Ngoài tải trọng ra điều này còn bao gồm những ứng suất biên trong những mặt cắt phân chia “D” và “B”, chúng được lấy từ thiết kế vùng “B” như chúng là kết quả của các giả định và mô hình của B

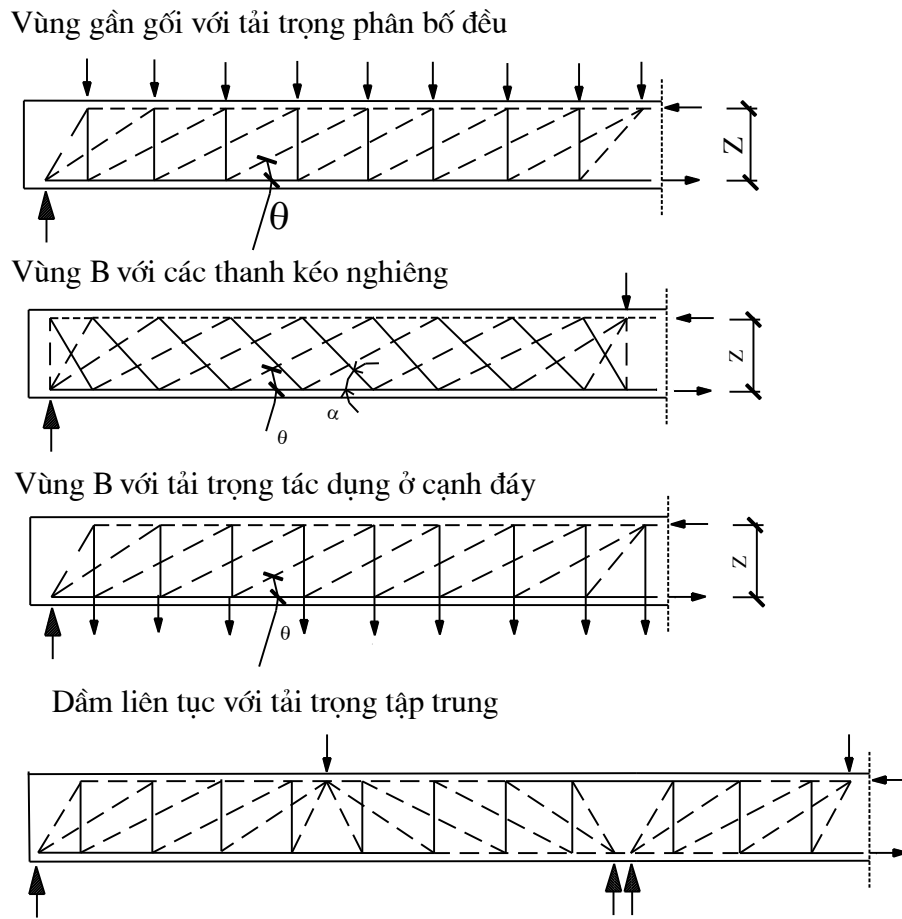
7. Kiểm tra những vùng D riêng rẽ theo sự cân bằng.



Hình 4.23- Mô hình tiêu biểu vùng B1: a) Vùng B và các nội lực ;b) Mô hình dàn chuẩn với các thanh kéo nghiêng ; c)Cốt thép tương ứng ; d) Mô hình dàn chuẩn với các thanh kéo thẳng đứng và mô hình vùng B ngắn ; e) cốt thép tương ứng

Bảng 4.4 : Lực trong các thanh và các dữ liệu nhận được từ mô hình dàn với vùng B có lực cắt không đổi và không có lực dọc trục

	$45^{\circ} \leq \beta \leq 90^{\circ}$	$\beta = 90^{\circ}$
Khoảng cách các thanh kéo a_T	$Z(\cotg\beta + \cotg\theta) \cdot \sin\beta$	$Z \cdot \cotg\theta$
Khoảng cách các thanh nén a_c	$Z(\cotg\theta + \cotg\beta) \cdot \sin\theta$	$Z \cdot \cos\theta$
Lực trong thanh nén	$C = M/Z - V \cdot (\cotg\theta - \cotg\beta) / 2$	$C = M/Z - V(\cotg\theta) / 2$
Lực trong thanh kéo	$T = M/Z + V \cdot (\cotg\theta - \cotg\beta) / 2$	$T = M/Z + V(\cotg\theta) / 2$
σ_{cc}	$V / [bZ(\cos\theta + \cotg\beta)\sin^2\theta]$	$V / [bZ\sin\theta \cos\theta]$
$n_{swd} = q_d$	$V / Z[(\cotg\theta + \cotg\beta)\sin^2\beta]$	$V / (Z\cotg\theta)$



Hình 4.24 Các mô hình vùng B

6.1.3.2 Mô hình tiêu biểu của vùng D.

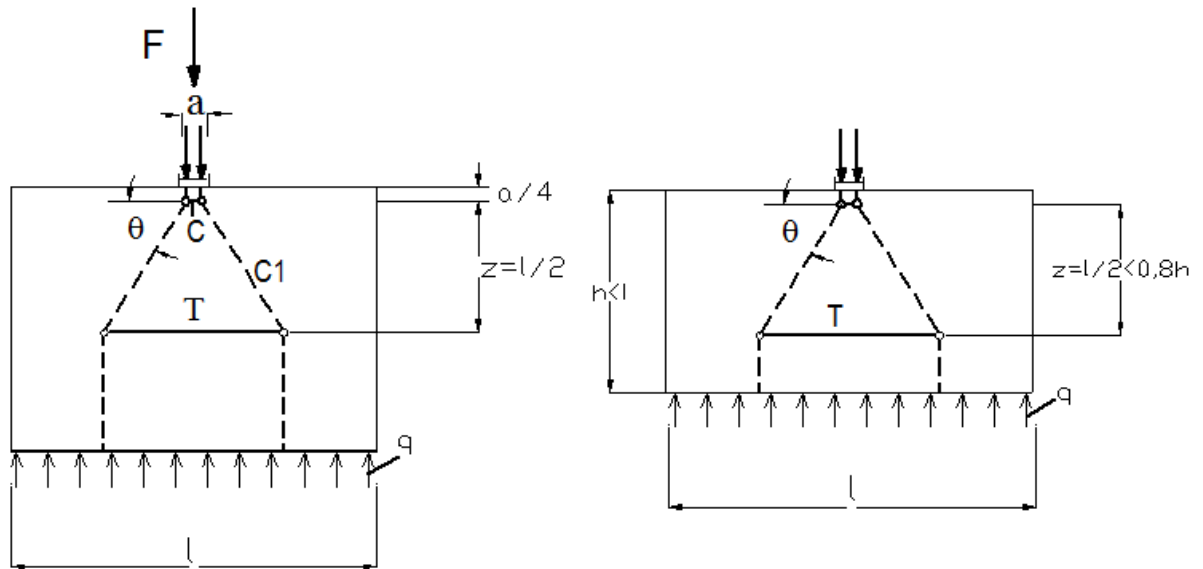
Vùng D1

Áp dụng với dải bản chiều rộng b chịu một lực tập trung F ở giữa bề rộng bản. hình 4.25

Sự phân bố a lực thực tế xảy ra trong phạm vi một vùng D1 chiều sâu của nó xấp xỉ bằng bề rộng b. Sự lệch hướng của quỹ đạo ứng suất nén sinh ra các ứng suất kéo ngang, thường gọi là các ứng suất kéo tách. Độ lớn của các ứng suất kéo này phụ thuộc vào a/b (a là bề rộng của lực F). Toàn bộ lực kéo ngang T được xác định như sau:

$$T=0,25F(1- a/b) \tag{2.22}$$

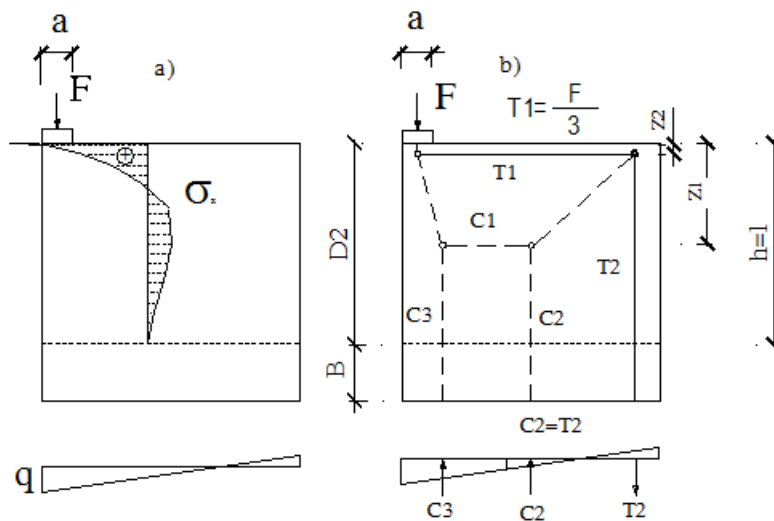
Ngay bên dưới vị trí tải trọng tác dụng xuất hiện ứng suất nén ngang ,toàn bộ lực nén C này bằng với lực kéo T



Hình 4.25 : Mô hình vùng D1

Vùng D2

Khi lực F di chuyển từ giữa ra góc tấc thì lực kéo ngang T ngay dưới tải giảm độ lớn . Cùng lúc đó lực kéo ngang T1 hình thành trong cạnh chịu tải liền kề điểm tải tác dụng. Khi lực F tác dụng ở góc tấc (vùng D2) thì lực kéo này có thể đạt tới độ lớn $T1=F/3$, với một chiều rộng rất hạn chế như ứng suất cực đại ở góc tấc .Chúng thường lớn hơn cường độ chịu kéo của bê tông và là nguyên nhân gây nứt góc.



Hình 4.26: Mô hình vùng D2

a) Biểu đồ ứng suất ; b) Mô hình hệ thanh

Sức kháng tính toán, P_r , của các thanh chịu kéo và nén sẽ được coi như các cấu kiện chịu lực dọc trục :

$$P_r = \varphi P_n \tag{4.23}$$

trong đó :

P_n = cường độ danh định của thanh chống nén hoặc giằng kéo (N)

φ = hệ số sức kháng cho trường hợp chịu kéo hoặc nén được quy định trong Điều

5.5.4.2 được lấy một cách tương ứng.

1/ Định kích thước của thanh chống chịu nén

a) Cường độ của thanh chịu nén không cốt thép

Sức kháng danh định của thanh chịu nén không cốt thép lấy như sau :

$$P_n = f_{cu} A_{cs}$$

trong đó :

P_n = sức kháng danh định của thanh chịu nén (N).

f_{cu} = ứng suất chịu nén giới hạn như quy định trong Điều 5.6.3.3.3 (MPa)

A_{cs} = diện tích mặt cắt ngang hữu hiệu của thanh chịu nén (mm^2)

b) ứng suất nén giới hạn trong thanh chống. ứng suất chịu nén giới hạn f_{cu} phải lấy như sau :

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0,8 + 170 \epsilon_1} \leq 0,85f'_c \tag{4.24}$$

trong đó:

$$\epsilon_1 = (\epsilon_s + 0.002) \cot g^2 \alpha_s$$

ở đây :

α_s = góc nhỏ nhất giữa thanh chịu nén và thanh chịu kéo liền kề (độ)

ϵ_s = biến dạng kéo trong bê tông theo hướng của giằng chịu kéo (mm/mm)

f'_c = cường độ chịu nén quy định (MPa)

c) Thanh chống có cốt thép

Nếu thanh nén có cốt thép bố trí song song với trục thanh và được cấu tạo để chịu nén tới giới hạn chảy thì sức kháng danh định của thanh nén được tính như sau :

$$P_n = f_{cu} A_{cs} + f_y A_{ss} \tag{4.25}$$

trong đó :

A_{ss} = diện tích mặt cắt cốt thép trong thanh chống (mm^2)

2/ Định kích thước thanh giằng chịu kéo

a). Cường độ của thanh giằng

Cốt thép kéo phải được neo vào vùng nút với chiều dài neo quy định bởi những móc neo hoặc các neo cơ học. Lực kéo phải được phát triển ở mặt trong của vùng nút.

Sức kháng xoắn tính toán T_r được xác định :

$$T_r = \phi T_n \quad (4.28)$$

Φ hệ số sức kháng (BT tỷ trọng bình thường $\Phi=0,9$; BT tỷ trọng thấp $\Phi=0,70$)

T_n Sức kháng xoắn danh định (N.mm)

Với bê tông có tỷ trọng thông thường hiệu ứng xoắn phải được xem xét khi :

$$T_u > 0,25 \Phi T_{cr} \quad (4.29)$$

trong đó :

$$T_{cr} = 0,328 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,328\sqrt{f'_c}}} \quad (4.30)$$

ở đây :

T_u = mô men xoắn tính toán (N.mm)

T_{cr} = mô men nứt do xoắn (N.mm)

A_{cp} = toàn bộ diện tích bao bọc bởi chu vi ngoài của mặt cắt bê tông (mm²)

p_c = chiều dài chu vi ngoài của mặt cắt bê tông (mm)

f_{pc} = ứng suất nén trong bê tông sau khi các tổn thất dự ứng lực đã xảy ra hoặc ở trọng tâm của mặt cắt chịu các tải trọng nhất thời hoặc ở chỗ nối giữa bản bụng và bản cánh dầm khi trọng tâm nằm ở bản cánh dầm (MPa).

Φ = hệ số sức kháng quy định

2/ Vùng đòi hỏi cốt thép đai

Cốt thép đai phải được đặt khi :

$$V_u > 0,5\phi(V_c + V_p) \quad (4.31)$$

Hoặc khi hiệu ứng xoắn phải được xem xét : $T_u > 0,25 \Phi T_{cr}$

trong đó :

V_u = lực cắt tính toán (N)

V_c = sức kháng cắt danh định của bê tông (N)

V_p = thành phần lực dự ứng lực trong hướng của lực cắt (N)

Φ = hệ số sức kháng quy định .

Cốt thép ngang có thể bao gồm :

- Cốt đai hợp thành một góc không nhỏ hơn 45° với cốt thép dọc chịu kéo.
- Cốt theo chịu xoắn phải bao gồm cả hai loại cốt thép đai và dọc. Cốt thép đai phải là các cốt đai kín vuông góc với trục dọc của cấu kiện.

3/ Cốt thép đai tối thiểu

Yêu cầu một lượng cốt thép ngang tối thiểu để chịu sự tăng lên của nứt chéo và để tăng tính dẻo của mặt cắt. Yêu cầu một lượng lớn hơn cốt thép ngang để khống chế nứt khi cường độ bê tông được tăng lên.

Tại những chỗ yêu cầu có cốt thép đai, như quy định, diện tích cốt thép không được ít hơn

$$A_v = 0,083\sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad (4.32)$$

ở đây :

A_v = diện tích cốt thép đai trong cự ly s (mm^2)

b_v = chiều rộng bản bụng được xác định để đặt ống bọc như quy định trong Điều 5.8.2.7 (mm)

s = cự ly giữa các cốt thép đai (mm)

f_y = giới hạn chảy quy định của cốt thép đai (MPa)

4/ Cự ly tối đa của cốt thép ngang

Những mặt cắt chịu cắt cao cần đặt cốt thép dày hơn để khống chế nứt.

Những lần xuất bản trước của tiêu chuẩn này cho phép d_v đối với các cấu kiện ứng suất trước được lấy bằng 0,8h. Hệ số 0,72 bằng $0,9 \times 0.8$.

Ống bọc kéo sau tác động như một điểm gián đoạn do đó nó giảm cường độ chịu nén của bản bụng bê tông. Quy định này áp dụng cho cả mặt cắt ngang chỉ có một ống bọc. Việc giảm bụng áp dụng cho cả chiều cao d_v .

Cự ly cốt thép đai không được vượt quá trị số sau :

$$\text{Nếu } V_u < 0,1 f'_c b_v d_v \text{ thì :} \quad s \leq 0,8 d_v \leq 600\text{mm} \quad (4.33)$$

$$\text{Nếu } V_u \geq 0,1 f'_c b_v d_v \text{ thì :} \quad s \leq 0,4 d_v \leq 300 \text{ mm} \quad (4.34)$$

ở đây :

b_v = bề rộng bản bụng hữu hiệu được lấy bằng bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong phạm vi chiều cao d_v , được điều chỉnh bởi sự có mặt của ống bọc khi thích hợp.

d_v = chiều cao chịu cắt hữu hiệu, được lấy bằng cự ly đo thẳng góc với trục trung hoà giữa hợp lực kéo và lực nén do uốn, nhưng không cần lấy ít hơn trị số lớn hơn của $0,9 d_c$ hoặc $0.72h$ (mm)

s = cự ly cốt thép đai (mm)

Khi xác định b_v ở một độ cao cụ thể, bề rộng bản bụng phải trừ bớt một đường kính ống bọc không ép vữa hoặc một nửa đường kính ống bọc ép vữa ở độ cao đó.

5/ Các yêu cầu thiết kế và cấu tạo

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0,5V_u \cot \theta}{E_s A_s} \leq 0,002 \quad (4.40)$$

Trong đó M_u là mô men tính toán có nhân hệ số. Thông thường, M_u được tính từ trạng thái giới hạn cường độ xảy ra tại mặt cắt đó hơn là mô men tương ứng với V_u .

Bước 4

Sử dụng các giá trị v/f'_c và ε_x đã tính được để xác định θ từ hình 4.30 và so sánh nó với giá trị giả định. Lặp lại quá trình trên cho tới khi θ giả định xấp xỉ với giá trị tra từ hình 4.30. Sau đó, xác định giá trị β , là hệ số biểu thị khả năng truyền lực kéo của bê tông đã bị nứt nghiêng.

Bước 5

Tính toán sức kháng cắt cần thiết của các cốt thép ngang ở sườn dầm, V_s :

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{V_u}{\phi} - 0,083\beta\sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (4.41)$$

với V_c là sức kháng cắt danh định của bê tông.

Bước 6

- ♦ Tính toán khoảng cách cần thiết giữa các cốt thép ngang ở sườn dầm

$$s \leq \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{V_s} \quad (4.42)$$

với A_v là diện tích cốt thép ngang sườn dầm trong phạm vi khoảng cách s .

- ♦ Kiểm tra đối với yêu cầu về lượng cốt thép ngang tối thiểu ở sườn dầm

$$A_v \geq 0,083\sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad \text{hay} \quad s \leq \frac{A_v f_y}{0,083\sqrt{f'_c} b_v} \quad (4.43)$$

- ♦ Kiểm tra đối với yêu cầu về khoảng cách tối đa giữa các cốt thép ngang ở sườn dầm

Nếu $V_u < 0,1f'_c b_v d_v$, thì $s \leq 0,8 d_v; \leq 600 \text{ mm}$

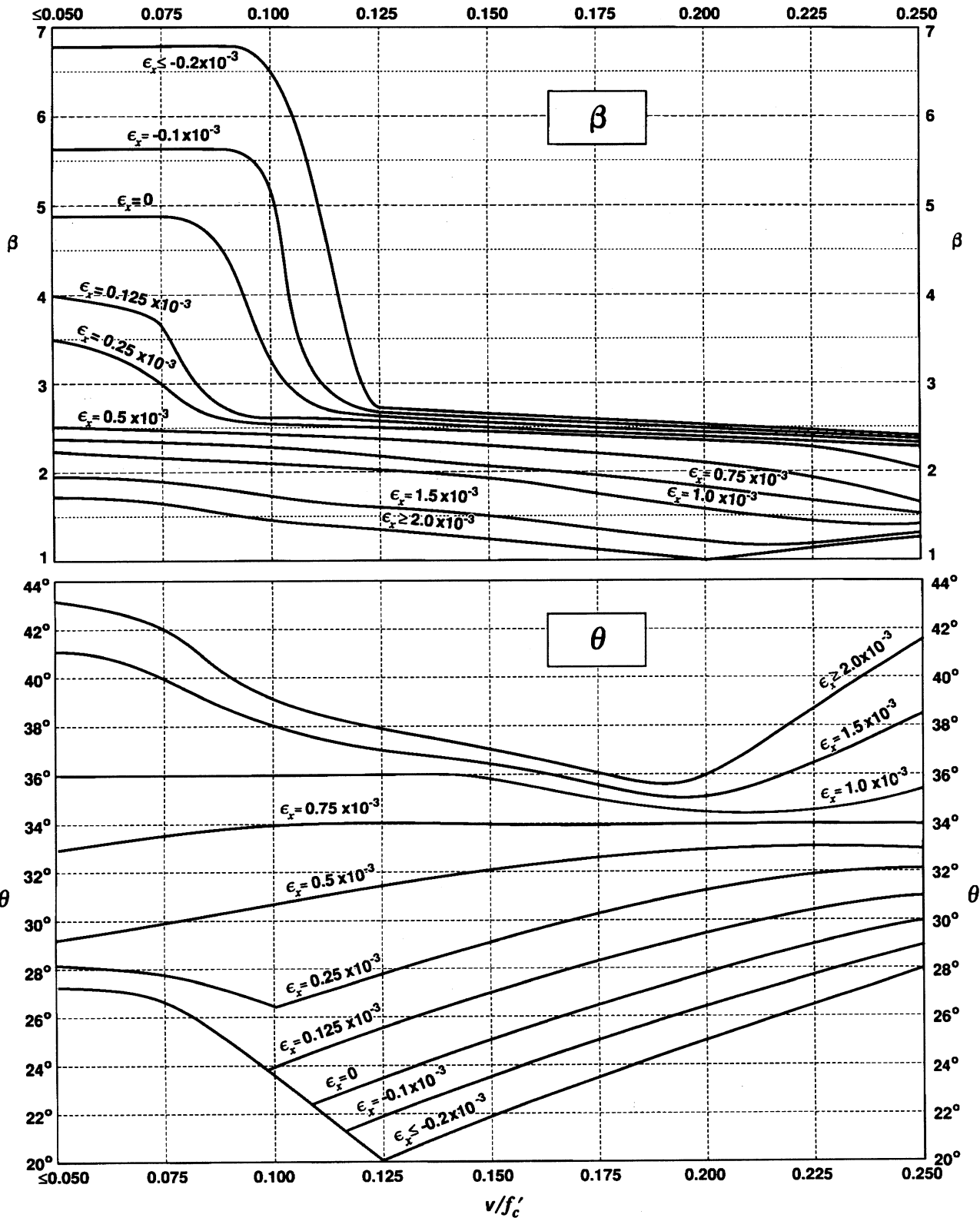
Nếu $V_u \geq 0,1f'_c b_v d_v$, thì $s \leq 0,4 d_v; \leq 300 \text{ mm}$

Bước 7

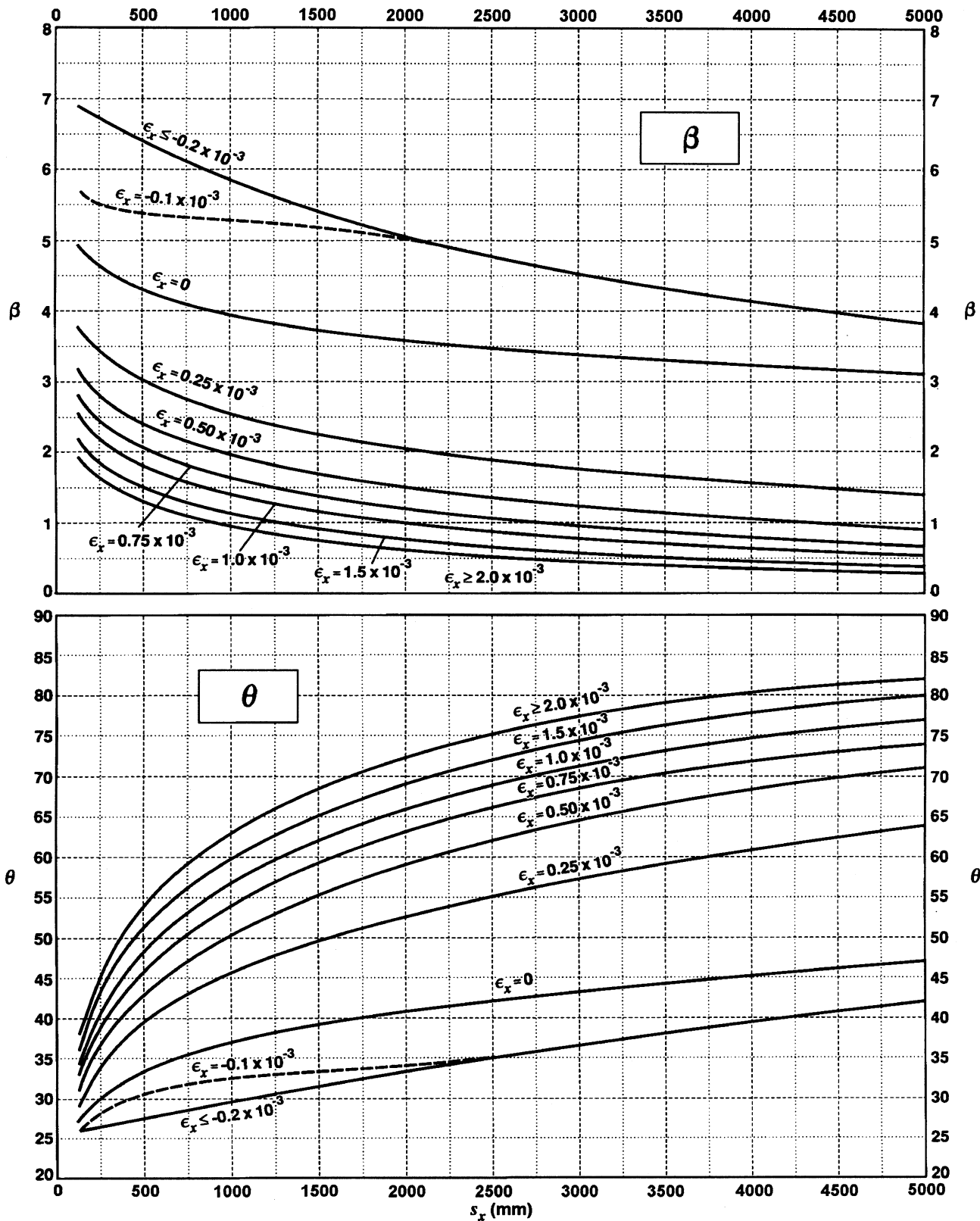
Kiểm tra điều kiện đảm bảo cho cốt thép dọc không bị chảy dưới tác dụng tổ hợp của mô men, lực dọc trục và lực cắt.

$$A_s f_y \geq \frac{M_u}{d_v \phi} + \left(\frac{V_u}{\phi} - 0,5V_s \right) \cot \theta \quad (4.44)$$

Nếu biểu thức trên không được đảm bảo, cần tăng thêm hoặc cốt thép dọc chủ hoặc tổng diện tích cốt thép ngang sườn dầm.



Hình 4.30 : Các giá trị θ của β và đối với các mặt cắt có cốt thép ngang



Hình 4.31 : Các giá trị θ của β và đối với các mặt cắt không có cốt thép ngang

Ví dụ 4.5

Xác định khoảng cách cần thiết đối với các cốt thép đai No. 10 đối với dầm T bê tông cốt thép thường trên hình 4.32 tại một mặt cắt chịu mô men dương với $V_u = 700$ kN và $M_u = 300$ kNm. Sử dụng $f'_c = 30$ MPa và $f_y = 400$ MPa.

Bước 1

Đã biết $V_u = 700 \text{ kN}$ và $M_u = 300 \text{ kNm}$

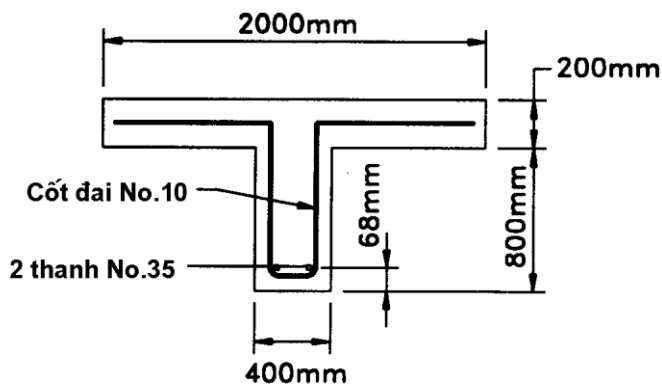
$$A_s = 2000 \text{ mm}^2 \quad b_v = 400 \text{ mm} \quad b = 2000 \text{ mm}$$

Giả sử trục trung hòa đi qua cánh dầm

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c b} = \frac{2000(400)}{0,85(30)(2000)} = 16 \text{ mm} < h_f = 200 \text{ mm}, \text{ thoả mãn}$$

$$d_v = \max \begin{cases} d_e - a/2 = (1000 - 68) - 16/2 = \underline{924 \text{ mm}} \\ 0,9d_e = 0,9(932) = 839 \text{ mm} \\ 0,72h = 0,72(1000) = 720 \text{ mm} \end{cases}$$

Giá trị quyết định là $d_v = 924 \text{ mm}$



Hình 4.32: Hình cho ví dụ 4.5. Xác định bước cốt đai

Bước 2

Tính $\frac{v}{f_c'}$ $\phi_v = 0,9$

$$v = \frac{V_u}{\phi_v b_v d_v} = \frac{700000}{0,9(400)(924)} = 2,10 \text{ N/mm}^2 = 2,10 \text{ MPa}$$

$$\frac{v}{f_c'} = \frac{2,10}{30} = 0,070 < 0,25$$

Bước 3

Tính ϵ_x

Giả định $\theta = 40^\circ$ $\cot \theta = 1,192$

$$\varepsilon_x = \frac{M_u / d_v + 0,5V_u \cot \theta}{E_s A_s} = \frac{300 \times 10^6 / 924 + 0,5(700 \times 10^3)1,192}{200 \times 10^3 (2000)}$$

$$\varepsilon_x = 1,85 \times 10^{-3}$$

Bước 4

Xác định θ và β từ hình 4.30: $\theta \approx 41,5^\circ$; $\cot \theta = 1,130$

$$\varepsilon_x = \frac{300 \times 10^6 / 924 + 0,5(700 \times 10^3)1,130}{200 \times 10^3 (2000)}$$

$$\varepsilon_x = 1,80 \times 10^{-3}$$

Sử dụng $\theta = 41,5^\circ$ và $\beta = 1,75$

Bước 5

Tính V_s

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi_v} - 0,083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \\ &= 700 \times 10^3 / 0,9 - 0,083(1,75) \sqrt{30} (400) 924 \\ &= 778\,000 - 294\,000 = 484\,000 \text{ N} \end{aligned}$$

Bước 6

Tính khoảng cách yêu cầu giữa các cốt đai , khi sử dụng $A_v = 200 \text{ mm}^2$

$$s \leq \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{V_s} = \frac{200(400)(924)}{484\,000} (1,130) = 173 \text{ mm}$$

$$s \leq \frac{A_v f_y}{0,083 \sqrt{f'_c} b_v} = \frac{200(400)}{0,083 \sqrt{30} (400)} = 440 \text{ mm}$$

$$V_u < 0,1 f'_c b_v d_v = 0,1(30)(400)(924) = 1,109 \times 10^6 \text{ N}$$

$$s \leq 0,8 d_v = 0,8(924) = 739 \text{ hoặc } 600 \text{ mm}$$

Bước cốt đai $s = 173 \text{ mm}$ là quyết định.

Bước 7

Kiểm tra điều kiện đảm bảo cho cốt thép dọc không bị chảy do cắt:

$$\begin{aligned} A_s f_y &\geq \frac{M_u}{d_v \phi_f} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0,5 V_s \right) \cot \theta \\ 2000(400) &\geq \frac{300 \times 10^6}{924(0,9)} + \left(\frac{700 \times 10^3}{0,9} - \frac{484\,000}{2} \right) 1,130 \end{aligned}$$

$$800\,000 < 361\,000 + (778\,000 - 242\,000)1,130 = 967\,000 \text{ N, không đảm bảo}$$

Tăng V_s để thoả mãn bất đẳng thức

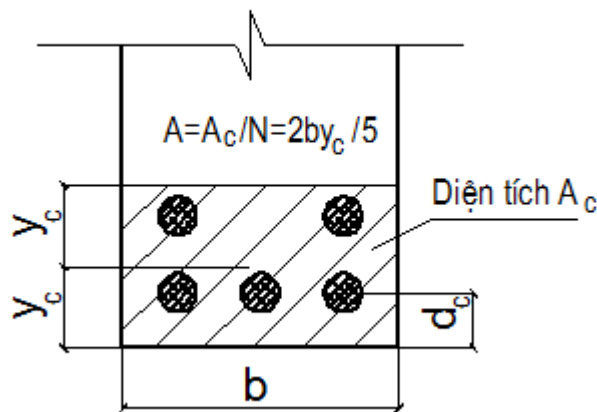
bởi các đường bao của tiết diện và đường thẳng song song với trục trung hòa. Nhằm mục đích tính toán, ta phải lấy $d_c \leq 50\text{mm}$.

Bảng 4.5 - Thông số bề rộng vết nứt Z

Điều kiện môi trường	Z (N/mm)	Giới hạn bề rộng vết nứt tương ứng (mm)
Bình thường, ôn hòa	30000	0,41
Khắc nghiệt	23000	0,30
Kết cấu vùi dưới đất	17500	0,23

Tại sao ta phải khống chế $d_c \leq 50\text{mm}$? Vì từ biểu thức (4.45) ta thấy, nếu d_c lớn thì f_{sa} nhỏ, tức là giới hạn chống nứt thấp. Tuy nhiên, độ mở rộng vết nứt lớn hơn do d_c lớn hơn không có ảnh hưởng bất lợi cho việc bảo vệ cốt thép chống gỉ. Do vậy, khi áp dụng biểu thức (4.45) thì ta lấy $d_c \leq 50\text{mm}$. Lớp bê tông bảo hộ dày thêm được coi là bảo vệ phụ thêm.

Ta thấy, biểu thức (4.45) khuyến khích việc sử dụng nhiều thanh cốt thép đường kính nhỏ, bố trí với khoảng cách vừa phải hơn là dùng ít thanh đường kính lớn với một diện tích tương đương. Điều này cho phép phân bố đều cốt thép trong vùng bê tông chịu kéo lớn nhất và cải thiện tình trạng nứt.



Hình 4.33 - Sơ đồ xác định trị số A

Để đảm bảo khoảng cách giữa các cốt thép không quá lớn khi cánh của dầm chữ T và dầm hình hộp ở vào vùng chịu kéo (chịu mô men âm), cốt thép chịu kéo uốn phải được bố trí trong một khoảng nhỏ hơn bề rộng cánh tham gia chịu lực cũng như nhỏ hơn 1/10 chiều dài nhịp (chiều dài trung bình của các nhịp lân cận). Nếu bề rộng cánh hữu hiệu lớn hơn 1/10 chiều dài nhịp thì phải bố trí cốt thép dọc bổ sung với diện tích không nhỏ hơn 0,4% diện tích phần bản dư ra trên diện tích này.

Đối với các cấu kiện chịu uốn có chiều cao lớn, cốt thép cũng phải được bố trí trên các mặt thẳng đứng để điều khiển vết nứt trên sườn dầm. Nếu chiều dày hữu hiệu của dầm $d_e \geq 900\text{mm}$, phải bố trí cốt thép dọc bề mặt trong một khoảng $d/2$ gần cốt thép chịu kéo uốn nhất. Diện tích cốt thép bề mặt A_{sk} (tính bằng mm^2/mm) theo chiều cao yêu cầu đối với mỗi mặt được xác định như sau:

$$A_{sk} \geq 0,001.(d_e - 760) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{1200} \quad (4.46)$$

Vật liệu vẫn làm việc trong giai đoạn đàn hồi, biến dạng và ứng suất tuân theo định luật Húc như sau: $f = \epsilon.E$

a) Sơ đồ us-bd và mặt cắt tính đổi

Để áp dụng các công thức của lý thuyết đàn hồi cho mặt cắt đồng nhất, thì ta phải quy đổi mặt cắt BTCT về cùng một loại vật liệu đồng nhất là bê tông hoặc thép.

Từ điều kiện tương thích biến dạng, ta có:

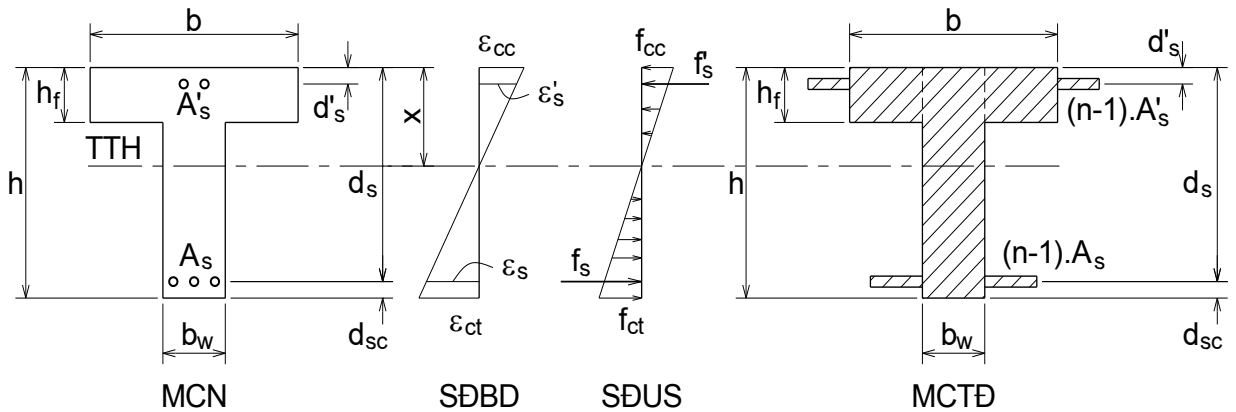
$$\epsilon_s = \epsilon_c \Rightarrow \frac{f_s}{E_s} = \frac{f_c}{E_c} \Leftrightarrow f_s = \frac{E_s}{E_c} \cdot f_c = n \cdot f_c \quad (4.49)$$

Trong đó:

$n = \frac{E_s}{E_c}$ = tỷ số mô đun đàn hồi của thép và bê tông. \Rightarrow diện tích cốt thép khi quy đổi ra bê

tông sẽ được nhân thêm hệ số bằng n.

Từ những phân tích trên, ta có sơ đồ us-bd và mặt cắt tính đổi của mặt cắt chữ T chưa nứt như sau:



Hình 4.35 - Sơ đồ us-bd và mặt cắt tính đổi của mặt cắt chưa nứt

b) Tính toán các đặc trưng hình học của mặt cắt tính đổi

Xác định TTH từ điều kiện: Tổng mô men tĩnh các phần tiết diện đối với TTH bằng không

$$\sum A_i \cdot \bar{y}_i = 0 \quad (4.50)$$

Trong đó:

A_i = diện tích phần tiết diện thứ i;

\bar{y}_i = khoảng cách từ trọng tâm phần tiết diện thứ i tới TTH.

Đối với mặt cắt chưa nứt, ta có thể xác định được vị trí TTH theo công thức sau:

$$x = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \quad (4.51)$$

Trong đó:

y_i = khoảng cách từ trọng tâm tiết diện thứ i đến đỉnh dầm;

Do đó, ta xác định được x như sau:

$$x = \frac{\left(b_w \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (b - b_w) \cdot h_f \cdot \frac{h_f}{2} + (n-1) \cdot A'_s \cdot d'_s + (n-1) \cdot A_s \cdot d_s \right)}{\left(b_w \cdot h + (b - b_w) \cdot h_f + (n-1) \cdot A'_s + (n-1) \cdot A_s \right)} \quad (4.52)$$

Mô men quán tính của mặt cắt tính đối đối với TTH:

$$I_{cg} = \frac{b_w \cdot h^3}{12} + b_w \cdot h \cdot \left(x - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{(b - b_w)h_f^3}{12} + (b - b_w)h_f \cdot \left(x - \frac{h_f}{2}\right)^2 + (n - 1)A_s' \cdot (x - d_s')^2 + (n - 1)A_s \cdot (x - d_s)^2 \quad (4.53)$$

c) *Tính toán ứng suất trong BT, CT*

Theo các công thức của lý thuyết đàn hồi, ta xác định được:

$$\begin{aligned} f_{cc} &= \frac{M_a}{I_{cg}} \cdot x \\ f_{ct} &= \frac{M_a}{I_{cg}} \cdot (h - x) \\ f_s' &= n \cdot \frac{M_a}{I_{cg}} \cdot (x - d_s') \\ f_s &= n \cdot \frac{M_a}{I_{cg}} \cdot (d_s - x) \end{aligned} \quad (4.54)$$

Chú ý: Trường hợp với mặt cắt hình chữ nhật có kích thước (bxh) hoặc khi $x < h_f$, thì các công thức ở trên vẫn được áp dụng khi thay b_w bởi b .

4.5.1.4.2 Trường hợp mặt cắt đã nứt

Khi tải trọng tác dụng ở TTGHSD lớn, ứng suất tại thớ bê tông chịu kéo ngoài cùng của mặt cắt lớn hơn 80% cường độ chịu kéo uốn của bê tông ($f_{ct} > 0,8 f_r$), thì mặt cắt được coi là đã nứt (A5.7.3.4). Để xác định ứng suất trong BT, CT của mặt cắt đã nứt, ta thừa nhận một số giả thiết như sau:

Mặt cắt của dầm vẫn phẳng trước và sau khi biến dạng (giả thiết Becnuli);

Vật liệu vẫn làm việc trong giai đoạn đàn hồi \Rightarrow biến dạng và ứng suất tuân theo định luật Hooke như sau: $f = \epsilon \cdot E$

Bỏ qua cường độ chịu kéo của bê tông hay coi vết nứt ở vùng bê tông chịu kéo mở rộng đến trục trung hòa.

a) *Sơ đồ us-bd và mặt cắt tính đối*

Để áp dụng các công thức của lý thuyết đàn hồi cho mặt cắt đồng nhất, thì ta phải quy đổi mặt cắt BTCT về cùng một loại vật liệu đồng nhất là bê tông hoặc thép.

Từ điều kiện tương thích biến dạng, ta có:

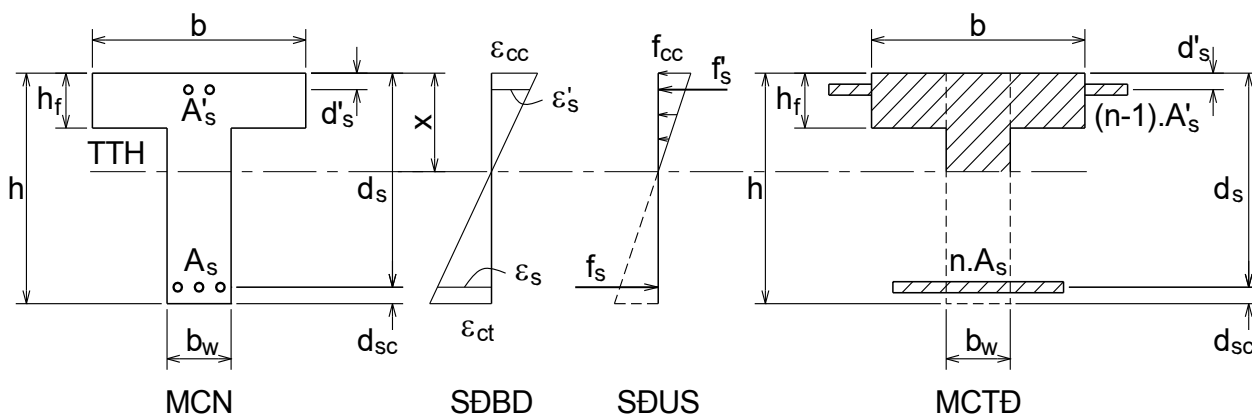
$$\epsilon_s = \epsilon_c \Rightarrow \frac{f_s}{E_s} = \frac{f_c}{E_c} \Leftrightarrow f_s = \frac{E_s}{E_c} \cdot f_c = n \cdot f_c$$

Trong đó:

$n = \frac{E_s}{E_c}$ = tỷ số mô đun đàn hồi của thép và bê tông. \Rightarrow diện tích cốt thép khi quy đổi ra bê

tông sẽ được nhân thêm hệ số bằng n .

Từ những phân tích trên, ta có sơ đồ us-bd và mặt cắt tính đối của mặt cắt chữ T đã nứt như sau:



Hình 4.36 - Sơ đồ us-bd và mặt cắt tính đổi của mặt cắt đã nứt

b) Tính toán các đặc trưng hình học của mặt cắt tính đổi

Xác định TTH từ điều kiện: Tổng mô men tĩnh các phần tiết diện đối với TTH bằng không

$$\sum A_i \cdot \bar{y}_i = 0$$

Trong đó:

A_i = diện tích phần tiết diện thứ i;

\bar{y}_i = khoảng cách từ trọng tâm phần tiết diện thứ i tới TTH.

Do đó, ta có biểu thức để xác định x như sau:

$$b_w \cdot x \cdot \frac{x}{2} + (b - b_w) h_f \cdot \left(x - \frac{h_f}{2} \right) + (n - 1) A'_s \cdot (x - d_s) - n A_s \cdot (d_s - x) = 0 \quad (4.55)$$

Mô men quán tính của mặt cắt tính đổi đối với TTH:

$$I_{cr} = \frac{b_w \cdot x^3}{3} + \frac{(b - b_w) h_f^3}{12} + (b - b_w) h_f \cdot \left(x - \frac{h_f}{2} \right)^2 + (n - 1) A'_s \cdot (x - d_s)^2 + n A_s \cdot (x - d_s)^2 \quad (4.56)$$

(ở đây ta bỏ qua mô men quán tính của cốt thép đối với trọng tâm của nó)

c) Tính toán ứng suất trong BT, CT

Theo các công thức của lý thuyết đàn hồi, ta xác định được:

$$f_{cc} = \frac{M_a}{I_{cr}} \cdot x$$

$$f'_s = n \cdot \frac{M_a}{I_{cr}} \cdot (x - d'_s) \quad (4.57)$$

$$f_s = n \cdot \frac{M_a}{I_{cr}} \cdot (d_s - x)$$

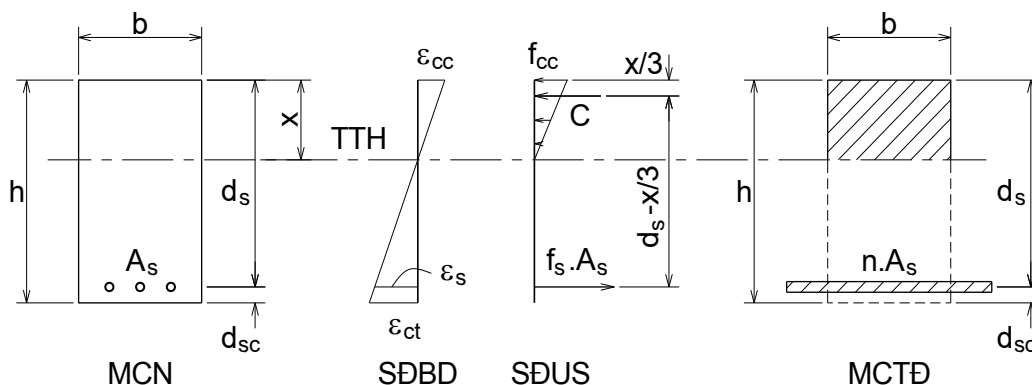
Chú ý:

- Trường hợp với mặt cắt hình chữ nhật có kích thước (bxh) hoặc khi $x < h_f$, thì các công thức ở trên vẫn được áp dụng khi thay b_w bởi b;

- Trường hợp đặt cốt thép đơn thì ta cho $A'_s = 0$.

4.5.1.4.3 Trường hợp đặc biệt (mặt hình chữ nhật, cốt thép đơn, đã nứt)

Trường hợp mặt cắt hình chữ nhật, cốt thép đơn, đã nứt, ta có sơ đồ us-bd và mặt cắt tính đối như sau:



Hình 4.37 - Sơ đồ us-bd và mặt cắt tính đối của mặt cắt đã nứt (hình chữ nhật, cốt thép đơn)

Xác định TTH từ điều kiện: Tổng mô men tĩnh các phần tiết diện đối với TTH bằng không

$$\sum A_i \cdot \bar{y}_i = 0$$

Trong đó:

A_i = diện tích phần tiết diện thứ i ;

\bar{y}_i = khoảng cách từ trọng tâm phần tiết diện thứ i tới TTH.

Do đó, ta có biểu thức để xác định x như sau:

$$b \cdot x \cdot \frac{x}{2} - n \cdot A_s \cdot (d_s - x) = 0 \quad (4.58)$$

Đặt: $k = \frac{x}{d_s}$; $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d_s}$, suy ra:

$$b \cdot \frac{(k \cdot d_s)^2}{2} - n \cdot \rho \cdot b \cdot d_s \cdot (d_s - k \cdot d_s) = 0 \quad \Leftrightarrow k^2 + 2 \cdot n \cdot \rho \cdot k - 2 \cdot n \cdot \rho = 0$$

$$\Rightarrow k = \sqrt{(n \cdot \rho)^2 + 2 \cdot n \cdot \rho} - n \cdot \rho \quad (4.59)$$

Từ điều kiện cân bằng mô men, ta có:

$$\sum M_c = 0 \Rightarrow M_a = f_s \cdot A_s \cdot \left(d_s - \frac{x}{3} \right) \Rightarrow f_s = \frac{M_a}{A_s \cdot \left(d_s - \frac{x}{3} \right)} = \frac{M_a}{A_s \cdot d_s \cdot \left(1 - \frac{k}{3} \right)} \quad (4.60)$$

Ví dụ 4.6:

Cho dầm mặt cắt hình chữ nhật, đặt cốt thép kép, biết:

Kích thước mặt cắt $b \times h = 220 \times 400 \text{mm}^2$;

Bê tông có: $f'_c = 35 \text{MPa}$; $\gamma_c = 2400 \text{kG/m}^3$;

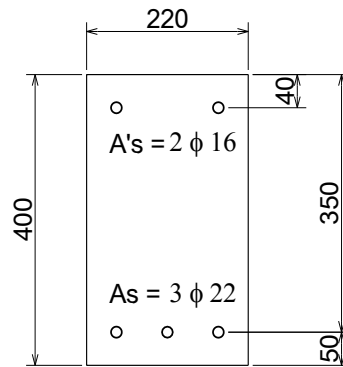
Cốt thép theo A615M, có: $A_s = 3\phi 22$; $d_s = 350 \text{mm}$;

$A'_s = 2\phi 16$; $d'_s = 40 \text{mm}$; $f'_y = f_y = 420 \text{MPa}$;

Thông số bề rộng vết nứt $Z = 30000 \text{N/mm}$;

Mô men tính toán ở TTGH sử dụng $M_a = 80 \text{kN.m}$.

Hãy kiểm tra điều kiện hạn chế bề rộng vết nứt?



MẶT CẮT NGANG

Hình 4.38 Hình vẽ của ví dụ 4.6

Giải:

Tóm tắt bài toán:

$$A_s = 3\phi 22 = 1161\text{mm}^2; A'_s = 2\phi 16 = 398\text{mm}^2;$$

Kiểm tra xem mặt cắt có nứt không:

Công thức kiểm tra: $f_{ct} > 0,8.f_r \Rightarrow$ mặt cắt bị nứt

Cường độ chịu kéo khi uốn của bê tông

$$f_r = 0,63.\sqrt{f'_c} = 0,63.\sqrt{35} = 3,72\text{MPa} \Rightarrow 0,8.f_r = 2,98\text{MPa}$$

Ứng suất kéo tại thớ ngoài cùng của mặt cắt nguyên

$$f_{ct} = \frac{M_a}{I_g} \cdot y_t = \frac{M_a}{b.h^2/6} = \frac{80.10^6}{220.400^2/6} = 13,63\text{MPa} > 0,8.f_r = 2,98\text{MPa} \Rightarrow \text{mặt cắt đã nứt.}$$

Kiểm tra điều kiện hạn chế bề rộng vết nứt:

$$\text{Công thức kiểm tra: } f_s \leq f_{sa} = \min\left(\frac{Z}{(d_c \cdot A)^{1/3}}; 0,6f_y\right)$$

+ Tính f_{sa} :

$$d_c = d_{sc} = 50\text{mm};$$

$$A = \frac{220.(50 + 50)}{3} = 7333,33\text{mm}^2;$$

$$\Rightarrow \frac{Z}{(d_c \cdot A)^{1/3}} = \frac{30000}{(50.7333,33)^{1/3}} = 419,14\text{MPa};$$

$$0,6.f_y = 0,6.420 = 252\text{MPa};$$

\Rightarrow Ứng suất giới hạn trong cốt thép ở TTGH sử dụng $f_{sa} = 252\text{MPa}$.

+ Tính f_s :

Xác định vị trí trục trung hòa

$$b.x \cdot \frac{x}{2} + (n-1).A'_s \cdot (x - d_s) - n.A_s \cdot (d_s - x) = 0$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.10^5}{0,043.2400^{1,5} \cdot \sqrt{35}} = 6,68 \Rightarrow \text{lấy } n = 7$$

Suy ra

$$220 \cdot \frac{x^2}{2} + (7-1) \cdot 398 \cdot (x-40) - 7.1161 \cdot (350-x) = 0$$

$$\Leftrightarrow 110 \cdot x^2 + 10515 \cdot x - 2939970 = 0$$

$$\Rightarrow x = 122,53 \text{ mm}$$

Xác định mô men quán tính của tiết diện đã nứt đối với TTH

$$I_{cr} = \frac{b \cdot x^3}{3} + (n-1) \cdot A'_s \cdot (x-d'_s)^2 + n \cdot A_s \cdot (x-d_s)^2$$

$$= \frac{220 \cdot 122,53^3}{3} + (7-1) \cdot 398 \cdot (122,53-40)^2 + 7.1161 \cdot (122,53-350)^2 = 571682477 \text{ mm}^4$$

Ứng suất trong cốt thép ở TTGH sử dụng

$$f_s = n \cdot \frac{M_a}{I_{cr}} \cdot (d_s - x) = 7 \cdot \frac{80 \cdot 10^6}{571682477} \cdot (350 - 122,53) = 222,82 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow f_s = 222,82 \text{ MPa} < f_{sa} = 252 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Đảm bảo mãn điều kiện hạn chế bề rộng vết nứt.**

Ví dụ 4.7:

Cho dầm mặt cắt hình chữ T, đặt cốt thép kép, biết:

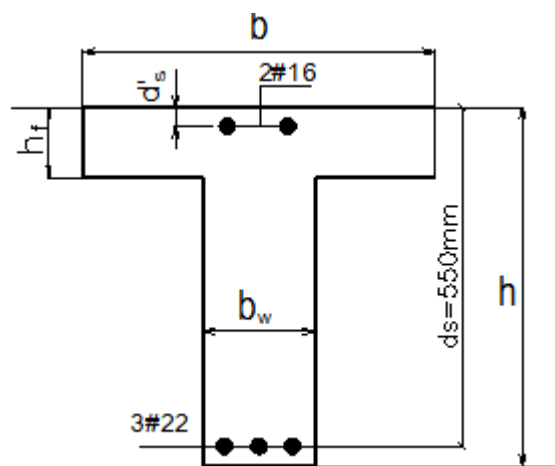
Kích thước mặt cắt $b=800\text{mm}$; $b_w=220\text{mm}$; $h_f=100\text{mm}$; $h=600\text{mm}$

Bê tông có: $f'_c = 28 \text{ MPa}$; $\gamma_c = 2400 \text{ kG/m}^3$;

Cốt thép theo A615M, có: $A_s = 3\#22$; $d_s = 550\text{mm}$;

$A'_s = 2\#16$; $d'_s = 40\text{mm}$; $f'_y = f_y = 420 \text{ MPa}$; Thông số bề rộng vết nứt $Z = 30000 \text{ N/mm}$;

Mô men tính toán ở TTGH sử dụng $M_a = 120 \text{ kN.m}$. Hãy kiểm tra điều kiện hạn chế bề rộng vết nứt?



Hình 4.39 hình vẽ cho ví dụ 4.7

Giải:

Tóm tắt bài toán:

$$A_s = 3\phi 22 = 1161 \text{ mm}^2; A'_s = 2\phi 16 = 398 \text{ mm}^2;$$

Kiểm tra xem mặt cắt có nứt không:

Công thức kiểm tra: $f_{ct} > 0,8 \cdot f_r \Rightarrow$ mặt cắt bị nứt

Cường độ chịu kéo khi uốn của bê tông

$$f_r = 0,63 \cdot \sqrt{f_c'} = 0,63 \cdot \sqrt{28} = 3,33 MPa \rightarrow 0,8 f_r = 2,67 MPa$$

- Xác định trục trung hòa của tiết diện bê tông

$$x = \frac{(b - b_w) h_f \frac{h_f}{2} + b_w h \frac{h}{2}}{(b - b_w) h_f + b_w h} = 223,68 mm$$

- Xác định mô men quán tính của tiết diện nguyên của bê tông

$$I_g = \frac{b_w \cdot h^3}{12} + b_w \cdot h \cdot \left(x - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{(b - b_w) \cdot h_f^3}{12} + (b - b_w) \cdot h_f \cdot \left(x - \frac{h_f}{2}\right)^2$$

$$I_g = 6.526,75 \cdot 10^6 mm^4$$

- Xác định ứng suất kéo lớn nhất trong bê tông

$$f_{ct} = \frac{M_a}{I_g} \cdot y_t = \frac{120 \cdot 10^6}{6.526,75 \cdot 10^6} (600 - 223,68) = 6,92 MPa$$

$$f_{ct} = 6,92 MPa > 0,80 f_r = 2,67 MPa \Rightarrow \text{mặt cắt đã nứt.}$$

Kiểm tra điều kiện hạn chế bề rộng vết nứt:

$$\text{Công thức kiểm tra: } f_s \leq f_{sa} = \min\left(\frac{Z}{(d_c \cdot A)^{1/3}}; 0,6 f_y\right)$$

+ Tính f_{sa} :

$$d_c = d_{sc} = 50 mm;$$

$$A = \frac{220 \cdot (50 + 50)}{3} = 7333,33 mm^2;$$

$$\Rightarrow \frac{Z}{(d_c \cdot A)^{1/3}} = \frac{30000}{(50 \cdot 7333,33)^{1/3}} = 419,14 MPa;$$

$$0,60 f_y = 0,6 * 420 = 252 MPa;$$

\Rightarrow Ứng suất giới hạn trong cốt thép ở TTGH sử dụng $f_{sa} = 252 MPa$.

+ Tính f_s :

- Xác định vị trí trục trung hòa: Giả sử trục trung hòa qua cánh, tính như tiết diện chữ nhật:

$$b \cdot x \cdot \frac{x}{2} + (n - 1) \cdot A_s' \cdot (x - d_s) - n \cdot A_s \cdot (d_s - x) = 0$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \cdot 10^5}{0,043 \cdot 2400^{1,5} \cdot \sqrt{28}} = 7,47 \Rightarrow \text{lấy } n = 7$$

Suy ra

$$800 \cdot \frac{x^2}{2} + (7 - 1) \cdot 398 \cdot (x - 40) - 7 \cdot 1161 \cdot (550 - x) = 0$$

$$\Rightarrow x = 94,5 mm < h_f = 100 mm$$

+ Theo ACI : Diện tích của cốt thép dọc chủ trong các cột BTCT có cốt đai vuông góc và các cột BTCT có cốt đai xoắn : $1\% \leq \rho = \frac{A_{st}}{A_g} \leq 8\%$

- Diện tích cốt thép dự ứng lực và cốt thép thường theo chiều dọc của các cấu kiện chịu nén nhiều nhất được lấy như sau như sau :

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_y} \leq 0,08 \quad (5.1)$$

$$\text{và} \quad \frac{A_{ps} f_{pe}}{A_g f'_c} \leq 0,30 \quad (5.2)$$

- Diện tích thép dự ứng lực và thép thường theo chiều dọc của các cấu kiện chịu nén tối thiểu được lấy như sau như sau :

$$\frac{A_s f_y}{A_g f'_c} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f'_c} \geq 0,135 \quad (5.3)$$

Trong đó :

A_s : Diện tích cốt thép thường chịu kéo (mm^2)

A_g : Diện tích mặt cắt nguyên (mm^2)

A_{ps} : Diện tích mặt cắt thép dự ứng lực (mm^2)

f_{pu} : Cường độ chịu kéo quy định của thép dự ứng lực (MPa)

f_y : Giới hạn chảy quy định của cốt thép thường (MPa)

f'_c : Cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông (MPa)

f_{pe} : Dự ứng suất hữu hiệu (MPa)

b. Cốt thép đai:

- Tác dụng:

- + Liên kết các cốt thép dọc tạo thành khung khi đổ bê tông và giữ ổn định cho cốt thép dọc.
- + Ngăn cản các thanh cốt thép dọc khỏi bị cong oằn về phía bê tông mặt ngoài cột.
- + Làm việc như cốt thép chịu cắt của cột.

Cốt thép đai bao gồm hai loại:

b.1. Cốt thép đai ngang:

Trong các bộ phận chịu nén được giằng, tất cả các thanh dọc phải được bao quanh bởi các cốt giằng ngang tương đương với :

Thanh No. 10 cho các thanh No. 32 hoặc nhỏ hơn,

Thanh No. 15 cho các thanh No. 36 hoặc lớn hơn,

và thanh No. 13 cho các bó thanh.

Cự ly giữa các cốt giằng không được vượt quá hoặc kích thước nhỏ nhất của bộ phận chịu nén hoặc 300mm. Khi hai hoặc nhiều thanh No. 35 được bó lại, cự ly này không được vượt quá hoặc một nửa kích thước nhỏ nhất của bộ phận hoặc 150 mm.

Các cốt giằng phải được bố trí sao cho mọi góc và thanh dọc đặt xen kẽ có được điểm tựa ngang nhờ có phần bẻ góc của một cốt giằng với góc cong không quá 135° . Trừ khi có

quy định khác ở đây. ở mỗi phía dọc theo cốt giằng không được bố trí bất cứ thanh nào xa quá (tính từ tim đến tim) 610 mm tính từ thanh dọc được giữ chống chuyển dịch ngang đó.

Trong trường hợp thiết kế cột trên cơ sở khả năng chịu tải của khớp dẻo thì ở mỗi phía dọc theo cốt giằng không được bố trí bất cứ thanh nào xa hơn 150 mm (cự ly tịnh) tính từ thanh dọc được giữ chống chuyển dịch ngang đó. Nếu bố trí các thanh theo chu vi của một vòng tròn thì có thể dùng một cốt giằng tròn kín nếu các mối nối trong các cốt giằng được bố trí so le.

Các cốt giằng phải được bố trí theo chiều đứng không lớn hơn 1/2 cự ly của chúng ở phía trên bệ móng hoặc bệ đỡ khác và không lớn hơn 1/2 cự ly của chúng ở phía dưới lớp cốt thép nằm ngang thấp nhất trong cấu kiện bị đỡ.

b.2.Cốt thép đai xoắn:

- Cốt đai xoắn dùng cho các bộ phận chịu nén không phải là cọc ,phải bao gồm một hoặc nhiều cốt đai xoắn liên tục đặt đều bằng cốt thép trơn hoặc cốt thép có gờ, hoặc dây thép với đường kính tối thiểu là 9,5 mm. Cốt thép phải được đặt sao cho tất cả các cốt thép chính dọc nằm bên trong và tiếp xúc với cốt xoắn.

- Khoảng trống giữa các thanh cốt đai xoắn không được nhỏ hơn hoặc 25mm hoặc 1,33 lần kích thước lớn nhất của cấp phối. Cự ly tim đến tim không vượt quá 6,0 lần đường kính của cốt thép dọc hoặc 150 mm.
- Neo của cốt đai xoắn phải được làm bằng cách kéo dài thêm mỗi đầu cốt xoắn 1,5 vòng thanh hoặc dây xoắn.
- Các đầu nối của cốt xoắn có thể là một trong các cách sau :
 - Nối chồng 48,0 lần đường kính thanh không phủ mặt, 72,0 lần đường kính thanh phủ mặt hoặc 48,0 lần đường kính dây thép,
 - Các liên kết cơ khí được chấp nhận,
 - Hoặc mối nối hàn được chấp nhận

- Tỷ lệ của cốt thép xoắn với toàn bộ khối lượng của lõi bê tông tính từ bằng các mép ngoài của cốt đai xoắn không được nhỏ hơn :

$$\rho_{smin} = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (5.4)$$

Trong đó

A_g : Diện tích mặt cắt nguyên của bê tông (mm^2)

A_c : Diện tích của lõi bê tông tính từ đường kính mép ngoài của cốt đai xoắn (mm^2)

f'_c : Cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông (MPa)

f_{yh} : Giới hạn chảy quy định của cốt thép đai xoắn (MPa)

$$\text{Hàm lượng cốt đai xoắn} : \rho_s = \frac{A_{sp} L_{sp}}{A_c L_c} = \frac{4A_{sp}}{sD_c} \quad (5.5)$$

A_{sp} : Diện tích của thanh cốt thép đai xoắn = $\pi d_{sp}^2 / 4$

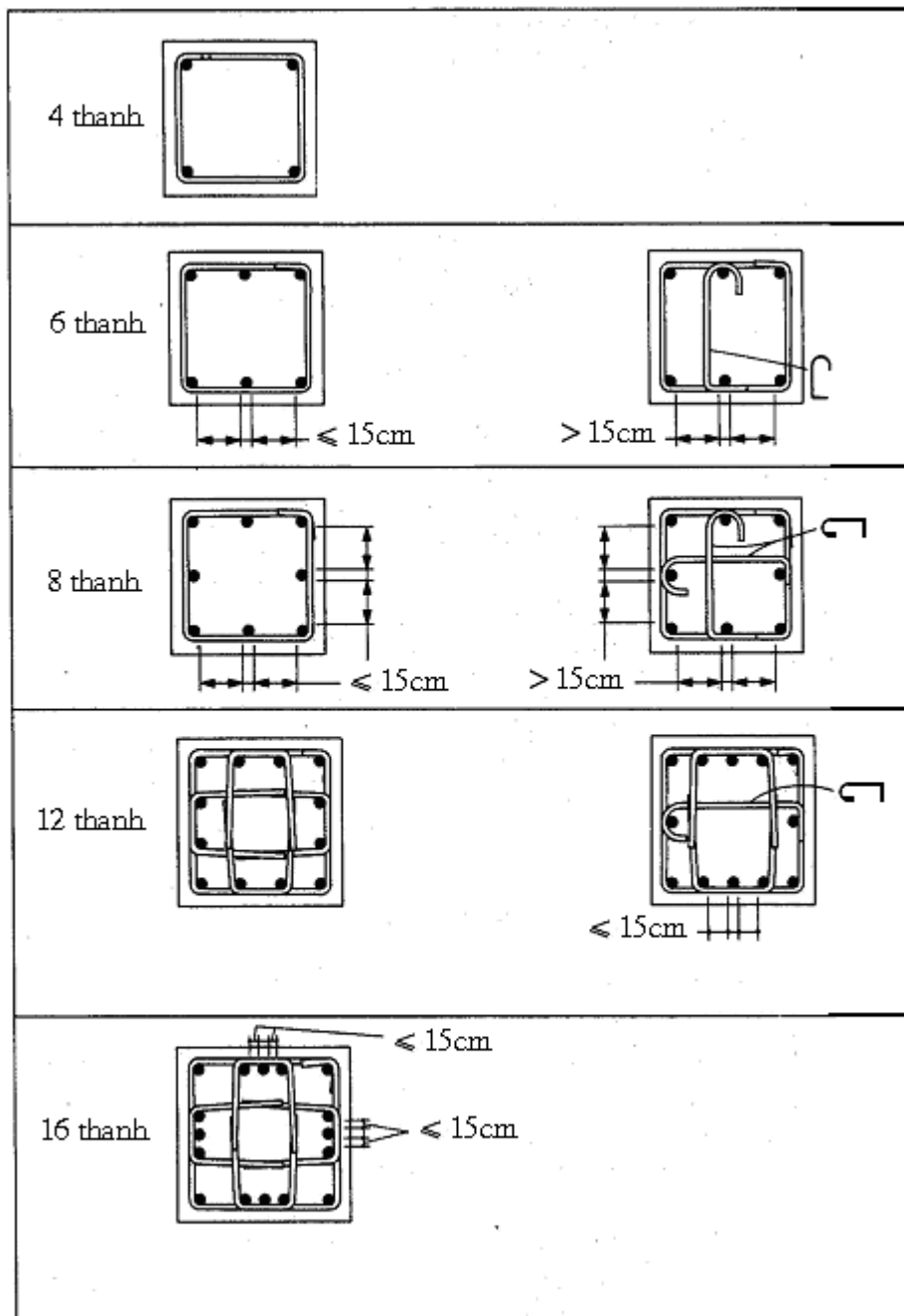
d_{sp} : Đường kính cốt thép đai

L_{sp} : Độ dài một vòng cốt đai xoắn = πD_c

D_c : Đường kính lõi, đo ra ngoài các cốt đai xoắn

A_c : Diện tích lõi = $\pi D_c^2 / 4$

L_s : Bước cốt đai xoắn $L_s = s$



Hình 5.1. Cách bố trí cốt thép đai ngang

Trong cột lệch tâm với độ lệch tâm ban đầu e , trong cột có mô men, mô men này sẽ gây chuyển vị ngang, do cột có độ cứng nhỏ (độ mảnh lớn) nên chuyển vị ngang này là không thể bỏ qua và nó làm tăng độ lệch tâm lên thành $e_1 > e$.

Đối với cấu kiện chịu nén, lời giải của bài toán Euler cho ta giá trị tải trọng giới hạn gây mất ổn định như sau:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} \tag{5.6}$$

Trong đó:

P_e : Tải trọng tới hạn.

E : Mô đun đàn hồi .

I : Mô men quán tính của tiết diện.

Kl_u : Chiều dài tính toán (chiều dài hữu hiệu) của cấu kiện.

K : Hệ số chiều dài tính toán (hệ số chiều dài hữu hiệu).

l_u : Chiều dài tự do của cấu kiện.

Hệ số chiều dài tính toán:

Trong thiết kế, hệ số chiều dài tính toán được xác định tùy theo điều kiện liên kết của cột,

a/. Cột làm việc độc lập:

Dạng bị oằn của cột được biểu thị bằng đường nét đứt	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
	Giá trị K theo lý thuyết	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0
Giá trị của K dùng để thiết kế khi gần đúng với điều kiện lý tưởng	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0

Các giá trị của K cho trong bảng trên thường được áp dụng trong tính toán kết cấu trụ cầu.

b/. Cột làm việc trong các hệ khung:

Độ ổn định của cột trong các khung liên tục, không được giằng vào tường chịu cắt, giằng chéo, hoặc các kết cấu lân cận, phụ thuộc vào độ cứng uốn của các dầm liên kết cứng. Vì thế, hệ số chiều dài tính toán, K, là hàm số của độ ngàm chống uốn tổng cộng của các dầm tại các đầu cột. Nếu độ cứng của các dầm nhỏ hơn so với độ cứng của cột thì giá trị K có thể vượt quá 2.0

Giả sử chỉ xảy ra tác dụng đàn hồi và tất cả các cột đều oằn đồng thời trong khung không giằng, có thể được biểu thị như sau:

$$\frac{G_A G_B \left(\frac{\pi}{K}\right) - 36}{6(G_A + G_B)} - \frac{\frac{\pi}{K}}{\tan\left(\frac{\pi}{K}\right)} = 0$$

Trong khung có giằng, hệ số K được biểu thị theo công thức:

$$\frac{G_A G_B}{4} \left(\frac{\pi}{K}\right)^2 + \frac{G_A + G_B}{2} \left\{ 1 - \frac{\frac{\pi}{K}}{\tan\left(\frac{\pi}{K}\right)} \right\} + \frac{2 \tan\left(\frac{\pi}{2K}\right)}{\frac{\pi}{K}} = 1$$

Trong đó chỉ số dưới “A” và “B” ám chỉ 2 đầu của cột

Với :

$$G = \frac{\sum \left(\frac{E_c I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\frac{E_g I_g}{L_g} \right)}$$

Trong đó:

$\sum (E_c I_c / l_c)$: Độ cứng của các cột chịu nén tại đầu cột (đầu A hoặc B)

$\sum (E_g I_g / l_g)$: Độ cứng của các dầm chịu nén tại đầu cột (đầu A hoặc B)

l_c, l_g : Chiều dài tự do của cột và dầm.

Để thuận tiện cho tính toán, từ các công thức tính K ở trên, người ta đã lập ra đồ thị liên hệ giữa K, G_A , và G_B và có thể được sử dụng để tính trực tiếp các giá trị của K

Các phương trình cân bằng của cấu kiện chịu nén lệch tâm được thiết lập từ sơ đồ ứng suất đối với các cột ngắn như sau:

- Phương trình cân bằng lực dọc:

$$P_n = 0,85 f_c' b a + A_s' f_s' - A_s f_s \quad (5.10)$$

Phương trình cân bằng mô men với trọng tâm tiết diện:

$$M_n = P_n e = 0,85 f_c' b a \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{h}{2} \right) + A_s' f_s' \left(\frac{h}{2} - d_s' \right) \quad (5.11)$$

Chú ý rằng, lực dọc P_n không thể có giá trị vượt quá sức kháng nén danh định của cột chịu nén đúng tâm được xác định theo các công thức (5.7) và (5.8)

Tùy thuộc vào độ lệch tâm $e = \frac{M_u}{P_u}$, ứng suất trong cốt thép chịu nén A_s' hoặc cốt thép

chịu kéo A_s sẽ đạt tới giá trị giới hạn chảy f_y' và f_y . Cốt thép chịu nén A_s' đạt đến giới hạn chảy f_y' khi bê tông vùng chịu nén bị nén vỡ, nếu cấu kiện bị phá hoại từ vùng chịu kéo, giá trị f_s sẽ được thay bằng f_y . Trong trường hợp $f_s' < f_y'$ và $f_s < f_y$, ứng suất thực tế trong cốt thép được tính từ sơ đồ biến dạng như sau:

$$f_s' = E_s \cdot \varepsilon_s' = E_s \cdot \frac{0,003 \cdot (c - d_s')}{c} \leq f_y' \quad (5.12)$$

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s = E_s \cdot \frac{0,003 \cdot (d_s - c)}{c} \leq f_y$$

c. Điều kiện cường độ:

Khi thiết kế cấu kiện chịu nén lệch tâm theo TTGH cường độ, điều kiện cường độ có dạng:

$$M_r = \varphi M_n \geq M_u \quad (5.13)$$

$$P_r = \varphi P_n \geq P_u$$

Trong đó:

φ : Hệ số sức kháng được lấy như sau

+ Theo 22TCN 272-05:

$$\varphi = 0,9 - 0,15 \cdot \frac{0,75 \cdot P_n}{0,1 f_c' A_g} = 0,9 - 0,1125 \frac{P_n}{0,1 f_c' A_g} \geq 0,75 \quad (5.14)$$

+ Theo ACI:

$$0,9 \geq \varphi = 0,65 + 50 \varepsilon_s \geq 0,75 \quad (5.15)$$

Trong đó:

P_n được xác định từ công thức (5.10).

ε_s : Biến dạng của cốt thép chịu kéo

$$\varepsilon_s = \frac{0,003 \cdot (d_s - c)}{c} \leq \frac{f_y}{E_s}$$

d. Các bài toán:

d.1. Bài toán duyệt mặt cắt:

Cho trước kích thước tiết diện $b \times h$, cho các số liệu về cốt thép và cách bố trí cốt thép (cho $A_s', A_s, d_s', d_s, E_s, f_y, f_y'$), cho cường độ chịu nén của bê tông f_c' , cho giá trị tải trọng tác dụng M_u và P_u .

Yêu cầu duyệt mặt cắt theo TTGH cường độ.

Giải:

Với các giá trị tải trọng đã cho M_u và P_u , tính độ lệch tâm $e = \frac{M_u}{P_u}$. Xét hai phương trình cân bằng (5.10) và (5.11), các thành phần f_s , f_s' và a có thể được biểu diễn thông qua thành phần ẩn số c . Do đó, từ hai phương trình cân bằng (5.10) và (5.11) ta có thể xác định được c , M_n , P_n . Tuy nhiên việc kết hợp hai phương trình cân bằng sẽ dẫn đến một phương trình bậc 3 theo ẩn c đồng thời trong quá trình giải cũng phải kiểm tra giá trị f_s và f_s' so với các giá trị f_y' và f_y ($f_s' \leq f_y'$ và $f_s \leq f_y$). Trong thực tế, người ta thường sử dụng phương pháp tính đúng dần để tính toán các cấu kiện chịu nén lệch tâm như sau:

- Giả thiết chiều cao vùng bê tông chịu nén a , tính chiều cao trục trung hoà $c = \frac{a}{\beta_1}$
- Tính P_n và M_n theo các phương trình cân bằng (5.10) và (5.11).
- Tính độ lệch tâm $e = \frac{M_n}{P_n}$
- So sánh độ lệch tâm e tính toán với độ lệch tâm e đã cho, nếu không đạt tiếp tục tính lại cho đến khi hội tụ.

Quá trình tính lặp như trên cũng giống như việc xác định biểu đồ tương tác mô men – lực dọc (Biểu đồ tương tác $M - P$).

***) Khái niệm về biểu đồ tương tác $M - P$ và cách xác định:**

Biểu đồ tương tác $M - P$ của cấu kiện chịu nén lệch tâm thực chất là hình bao vật liệu của nó trên đó biểu diễn các giá trị mô men và lực dọc danh định của cấu kiện tương ứng với các trường hợp phá hoại trong đó độ lệch tâm thay đổi từ 0 đến ∞ . Các điểm nằm trong biểu đồ tương tác xem như an toàn, cấu kiện đủ khả năng chịu lực.

Để xác định biểu đồ tương tác người ta làm như sau:

- + Tính chiều cao trục trung hoà c_b ở trường hợp phá hoại dẻo – phá hoại cân bằng.

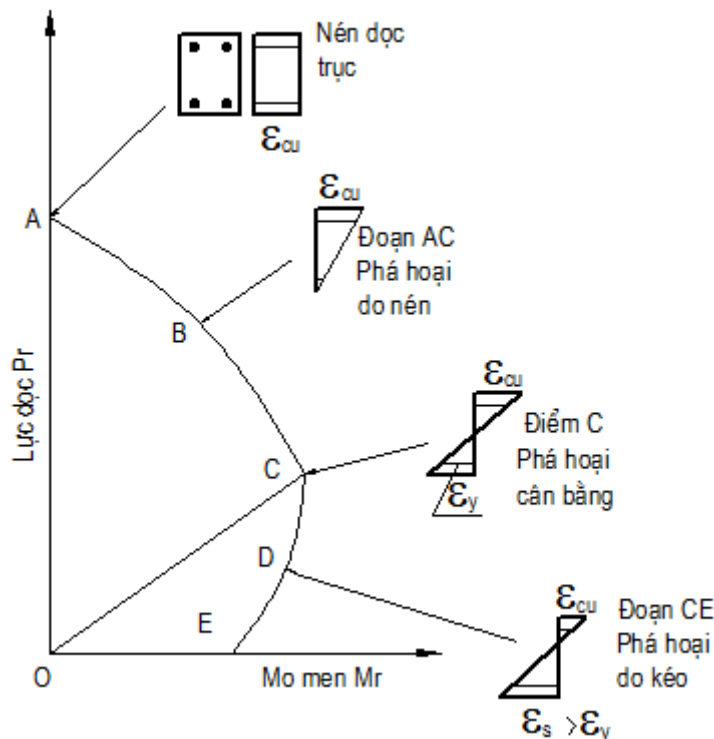
$$c_b = d_s \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y}, \quad \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

+ Lấy một vài giá $c > c_b$ (xác định miền phá hoại do nén) và một vài giá trị $c < c_b$ (xác định miền phá hoại do kéo).

+ Với mỗi giá trị c đã chọn, tính toán $\epsilon'_s, \epsilon_s, f'_s, f_s$.

+ Xác định P_n, P_r và M_n, M_r ứng với các giá trị c đã chọn.

+ Với các cặp giá trị P_r và M_r đã có, vẽ đường cong quan hệ $M - P$.



Hình 5.3. Các phân bố biến dạng tương ứng với các điểm trên biểu đồ tương tác.

d.2. Bài toán thiết kế mặt cắt:

Cho trước giá trị tải trọng tác dụng M_u và P_u , cho các số liệu về cốt thép (cho E_s, f_y, f'_y), cho cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông f'_c .

Yêu cầu chọn kích thước mặt cắt, tính và bố trí cốt thép dọc chịu lực.

Trình tự giải:

1. Tính độ lệch tâm $e = \frac{M_n}{P_n}$

2. Lựa chọn sơ bộ kích thước cột:

Kích thước cột có thể được chọn sơ bộ như sau:

+ Khi độ lệch tâm $e < \frac{h}{2}$, diện tích mặt cắt cột $A_g \geq \frac{P_u}{0,45(f'_c + f_y \cdot \rho_{st})}$ (5.16)

Trong đó $\rho_{st} = \frac{A_{st}}{A_g}$ là hàm lượng cốt thép trong cột được lấy sơ bộ bằng từ 1% ÷ 4%.

Nếu sử dụng cốt đai xoắn, số 0,45 trong công thức (5.16) được thay bằng 0,55.

+ Khi độ lệch tâm $e \geq \frac{h}{2}$, số 0,45 trong công thức (5.16) được thay bằng 0,3 ÷ 0,4.

Từ giá trị diện tích mặt cắt ngang cột tính theo công thức (5.16) chọn hình dạng và kích thước tiết diện. Nếu tiết diện chữ nhật, kích thước nhỏ nhất không lấy nhỏ hơn 250mm. Nếu tiết diện hình tròn, đường kính tiết diện không lấy nhỏ hơn 300mm.

3. Bố trí sơ bộ cốt thép dọc chịu lực trong cột. Diện tích cốt thép trong cột A_{st} được lấy sơ bộ bằng từ 1% ÷ 4% diện tích toàn bộ tiết diện A_g

4. Duyệt mặt cắt theo bài toán tính duyệt. Nếu không đạt phải thay đổi kích thước tiết diện hoặc tăng cốt thép.

Ví dụ 5.1: Tính duyệt khả năng chịu lực của cột ngắn chịu lực dọc trục biết:

- Kích thước tiết diện: 300 × 350 mm
- Bê tông có $f'_c = 28$ MPa
- Cốt thép ASTM A615M có: $f_y = 420$ Mpa, mô đun đàn hồi của cốt thép $E_s = 2.10^5$ Mpa.
- Sử dụng 4 # 19; $d_s = 290$ mm; $d'_s = 60$ mm.
- Tải trọng lớn nhất ở TTGH cường độ: $M_u = 100$ KN.m ; $P_u = 1000$ KN.

Giải: Sử dụng biểu đồ tương tác M – P để tính toán.

1. Trường hợp chịu nén đúng tâm:

Hệ số sức kháng $\phi = 0,75$.

$$A_{st} = 1136 \text{ mm}^2.$$

áp dụng công thức (7.8) ta có:

$$\begin{aligned} P_{n(\max)} &= 0,8 \left[0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \right] \\ &= 0,8 \left[0,85 \cdot 28 \cdot (300 \cdot 350 - 4 \cdot 284) + 4 \cdot 284 \cdot 420 \right] = 2359267 \text{ (N)} = 2359,3 \text{ (KN)} \\ P_r &= \phi P_n = 0,75 \times 2359,3 = 1769,5 \text{ (KN)} \end{aligned}$$

2. Tính ở trường hợp phá hoại cân bằng (cốt thép chịu kéo bị chảy dẻo và bê tông vùng chịu nén bị nén vỡ):

$$\text{Biến dạng lớn nhất của cốt thép: } \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{2 \cdot 10^5} = 0,0021$$

$$\text{Chiều cao trục trung hoà: } c_b = d_s \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = 290 \frac{0,003}{0,003 + 0,0021} = 170,59 \text{ (mm)}$$

$$\text{Chiều cao vùng bê tông chịu nén: } a = \beta_1 c = 0,85 \cdot 170,59 = 145 \text{ (mm)}$$

ứng suất trong cốt thép chịu nén:

$$f'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s = E_s \cdot \frac{0,003 \cdot (c - d'_s)}{c} = 2 \cdot 10^5 \cdot \frac{0,003 \cdot (170,59 - 60)}{170,59} = 388,97 \text{ (Mpa)} < f_y$$

áp dụng các công thức (7.10) và (7.11) ta có:

$$P_n = 0,85 f_c' ab + A_s' f_s' - A_s f_s = 0,85 \cdot 28 \cdot 145 \cdot 300 + 568 \cdot 388,97 - 568 \cdot 420 = 1017672 \text{ (N)}$$

$$\approx 1018 \text{ (KN)}.$$

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

$$= 0,85 \cdot 28 \cdot 145 \cdot 300 \cdot \left(\frac{350}{2} - \frac{145}{2} \right) + 568 \cdot 420 \cdot \left(290 - \frac{350}{2} \right) + 568 \cdot 388,97 \cdot \left(\frac{350}{2} - 60 \right)$$

$$= 158959877,6 \text{ (N.mm)} \approx 158,96 \text{ (KN.m)}$$

Tính hệ số sức kháng ϕ :

+ Tính theo 22TCN 272 – 05: áp dụng công thức (5.14) ta có:

$$\phi = 0,9 - 0,1125 \frac{P_n}{0,1 f_c' A_g} = 0,9 - 0,1125 \frac{1017672}{0,1 \cdot 28 \cdot 300 \cdot 350} = 0,511 < 0,75$$

$$\rightarrow \phi = 0,75$$

+ Tính theo ACI: áp dụng công thức (5.15) ta có:

$$\phi = 0,75$$

Sức kháng tính toán:

$$M_r = \phi M_n = 0,75 \times 1598,6 = 119,22 \text{ (KN.m)}$$

$$P_r = \phi P_n = 0,75 \times 1018 = 763,25 \text{ (KN)}$$

3. Chọn 1 vài giá trị $c < c_b$ để tìm miền phá hoại kéo:

Sử dụng các công thức (5.10), (5.11) và (5.12)

4. Chọn 1 vài giá trị $c > c_b$ để tìm miền phá hoại nén:

Sử dụng các công thức (5.10), (5.11 và (5.12)

c	a	f _s	f' _s	P _n (KN)	M _n (KN.m)	φ	Pr(KN)	Mr(KN.m)
30	25,5	420	0	0,00	56,98	0,9000	0,00	51,28
40	34	420	0	4,20	65,79	0,8984	3,77	59,11
50	42,5	420	0	64,89	74,09	0,8752	56,79	64,84
60	51	420	0	125,58	81,87	0,8519	106,99	69,75
70	59,5	420	85,714	234,96	94,74	0,8101	190,34	76,75
80	68	420	150	332,16	105,69	0,7729	256,73	81,69
90	76,5	420	200	421,25	115,19	0,75	315,94	86,39
100	85	420	240	504,66	123,53	0,75	378,50	92,64
110	93,5	420	272,73	583,94	130,87	0,75	437,95	98,15
120	102	420	300	660,12	137,34	0,75	495,09	103,00
130	110,5	420	323,08	733,92	143,02	0,75	550,44	107,26

140	119	420	342,86	805,84	147,97	0,75	604,38	110,97
150	127,5	420	360	876,27	152,23	0,75	657,20	114,17
c	a	f _s	f' _s	Pn (KN)	Mn(KN.m)	φ	Pr(KN)	Mr(KN.m)
160	136	420	375	945,48	155,83	0,75	709,11	116,87
170	144,5	420	388,24	1013,69	158,80	0,75	760,27	119,10
170,59	145	420	388,97	1017,68	158,96	0,75	763,26	119,22
180	153	366,67	400	1111,35	157,68	0,75	833,52	118,26
190	161,5	315,79	410,53	1206,92	156,12	0,75	905,19	117,09
200	170	270	420	1299,00	154,31	0,75	974,25	115,73
210	178,5	228,57	420	1383,22	151,65	0,75	1037,42	113,74
220	187	190,91	420	1465,30	148,72	0,75	1098,98	111,54
230	195,5	156,52	420	1545,53	145,49	0,75	1159,14	109,12
240	204	125	420	1624,12	141,93	0,75	1218,09	106,45
250	212,5	96	420	1701,28	138,02	0,75	1275,96	103,51
260	221	69,231	420	1777,18	133,73	0,75	1332,88	100,30
270	229,5	44,444	420	1851,95	129,06	0,75	1388,96	96,80
280	238	21,429	420	1925,71	124,00	0,75	1444,28	93,00
290	246,5	0	420	1998,57	118,51	0,75	1498,93	88,89
300	255	-20	420	2070,62	112,61	0,75	1552,97	84,46
320	272	-56,25	420	2212,59	99,50	0,75	1659,44	74,63
330	280,5	-72,73	420	2282,64	92,28	0,75	1711,98	69,21
340	289	-88,24	420	2352,14	84,61	0,75	1764,10	63,45

5. Trường hợp chịu uốn thuần túy:

Khi cốt thép bố trí đối xứng ($A_s = A'_s$), có thể bỏ qua A'_s khi tính toán

$$\text{Chiều cao } a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 33,41 \text{ (mm)}$$

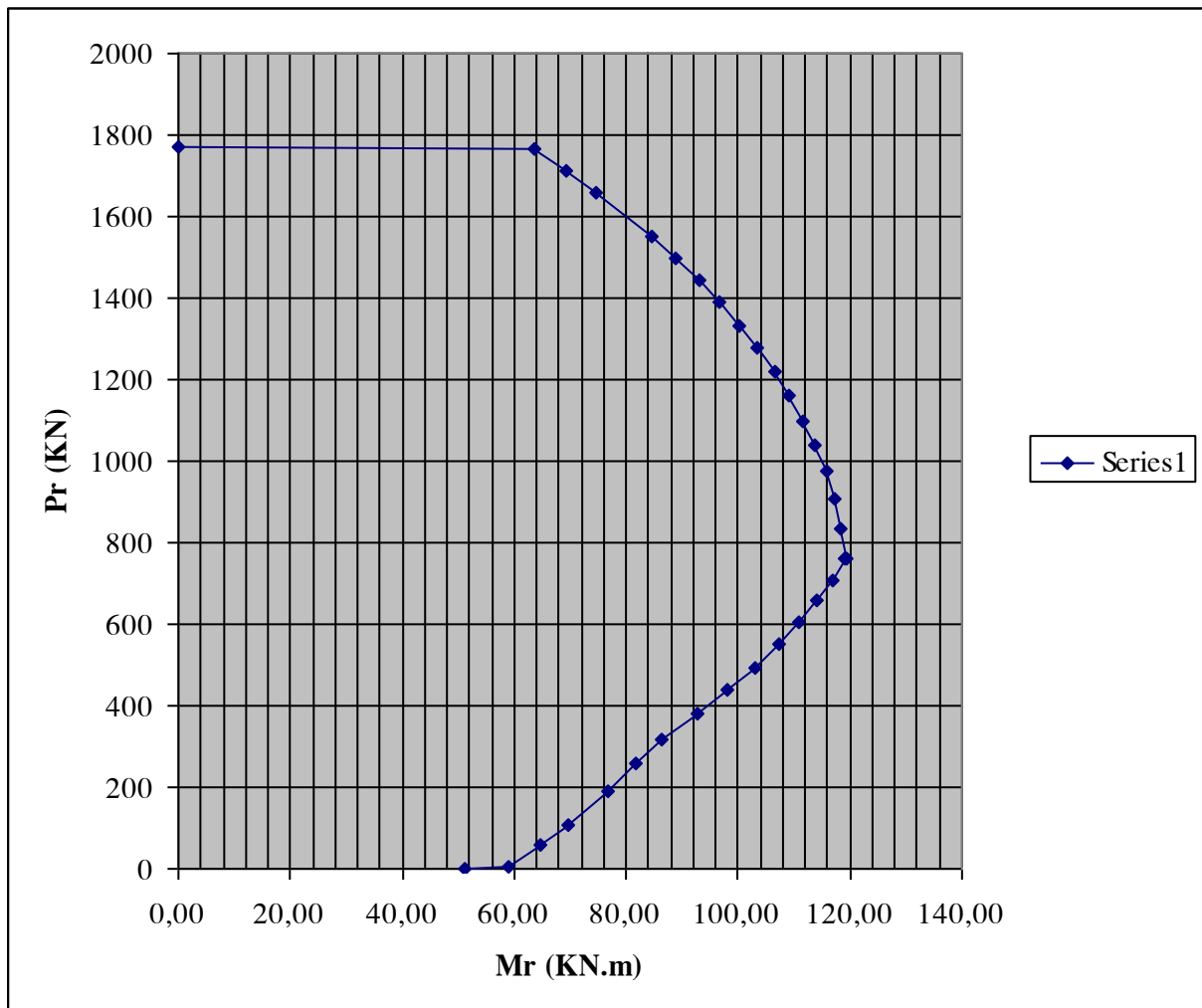
Mô men kháng danh định:

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = 65,197 \text{ (KN.m)}$$

Mô men kháng tính toán:

$$M_r = \varphi M_n = 0,9 M_n = 58,677 \text{ (KN.m)}$$

6. Vẽ biểu đồ tương tác M – P ứng với các cặp giá trị $M_r - P_r$ vừa tìm được



Từ biểu đồ tương tác M – P ta thấy cột đã cho đảm bảo khả năng chịu lực.

Vẫn với ví dụ trên nhưng nếu tính theo phương pháp tính lập ta có:

- Độ lệch tâm ban đầu do tải trọng: $e = \frac{M_u}{P_u} = 0.1 \text{ (m)}$

- Giả định $c = 200 \text{ mm}$ có:

+ Chiều cao vùng bê tông chịu nén $a = \beta_1 c = 0,85 \cdot c = 170 \text{ (mm)}$

+ Ứng suất trong cốt thép chịu kéo:

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s = E_s \cdot \frac{0,003 \cdot (d_s - c)}{c} = 270 \text{ (Mpa)} < f_y = 420 \text{ (Mpa)}$$

→ Lấy $f_s = 270 \text{ (Mpa)}$

+ Ứng suất trong cốt thép chịu nén:

$$f'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s = E_s \cdot \frac{0,003 \cdot (c - d'_s)}{c} = 420 \text{ (Mpa)}$$

+ Áp dụng các công thức (5.10) và (5.11) ta có:

$$P_n = 0,85 f'_c ab + A'_s f'_s - A_s f_s = 1213.8 \text{ (KN)}$$

$$M_n = 0,85 f_c' ab \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{h}{2} \right) + A_s' f_s' \left(\frac{h}{2} - d_s' \right) = 199,9 \text{ (KN.m)}$$

+ **Tính hệ số sức kháng φ :**

Tính theo 22TCN 272 – 05: áp dụng công thức (5.14) ta có:

$$\varphi = 0,9 - 0,1125 \frac{P_n}{0,1 f_c' A_g} = 0,44 < 0,75$$

$$\rightarrow \varphi = 0,75$$

+ Sức kháng tính toán:

$$M_r = \varphi M_n = 149,92 \text{ (KN.m)}$$

$$P_r = \varphi P_n = 910,23 \text{ (KN)}$$

+ Độ lệch tâm $e = \frac{M_r}{P_r} = 0,165 \text{ (m)} > e = \frac{M_u}{P_u} = 0,1 \text{ (m)}$. Tăng c và lặp lần tiếp theo

- Tiến hành tương tự với các giá trị c giả định, cuối cùng ta tính được $c = 279,935 \text{ mm}$.

Ứng với giá trị $c = 279,935 \text{ mm}$ ta có:

$$+ M_n = 174,26 \text{ (KN.m)}$$

$$+ P_n = 1742,62 \text{ (KN)}$$

+ Hệ số sức kháng $\varphi = 0,75$

+ Sức kháng tính toán:

$$M_r = \varphi M_n = 130,7 \text{ (KN.m)}$$

$$P_r = \varphi P_n = 1306,96 \text{ (KN)}$$

+ Độ lệch tâm $e = \frac{M_r}{P_r} = 0,1 \text{ (m)} = e = \frac{M_u}{P_u} = 0,1 \text{ (m)}$.

Vậy sức kháng tính toán:

$$M_r = \varphi M_n = 130,7 > M_u = 100 \text{ (KN.m)}$$

$$P_r = \varphi P_n = 1306,96 > P_u = 1000 \text{ (KN)}$$

Do đó cột đảm bảo khả năng chịu lực.

Ví dụ 5.2: Chọn kích thước tiết diện và bố trí cốt thép cho cột ngắn chịu lực nén uốn biết:

- Bê tông có $f_c' = 28 \text{ MPa}$

- Cốt thép ASTM A615M có: $f_y = 420 \text{ Mpa}$, mô đun đàn hồi của cốt thép $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$.

- Tải trọng lớn nhất ở TTGH cường độ: $M_u = 100 \text{ KN.m}$; $P_u = 1000 \text{ KN}$.

Giải:

Độ lệch tâm ban đầu do tải trọng: $e = \frac{M_u}{P_u} = 0,1 \text{ (m)}$.

Giả định hàm lượng cốt thép: $\rho_{st} = 2\%$.

Diện tích cần thiết của tiết diện:

$$A_s = \frac{P_u}{0,45(f'_c + f_y \cdot \rho_{st})} = \frac{1000 \cdot 10^3}{0,45(28 + 420 \cdot 0,02)} = 61050 \text{ (mm}^2\text{)}.$$

Chọn kích thước tiết diện cột: 300×300 mm.

Vì độ lệch tâm ban đầu do tải trọng: $e = \frac{M_u}{P_u} = 0.1 \text{ (m)} < \frac{h}{2}$ nên kích thước cột đã chọn

theo công thức (5.15).

Diện tích cốt thép giả định: $A_{st} = 0,02 \times 300 \times 300 = 1800 \text{ (mm}^2\text{)}.$

Chọn 4#25 có: $A_s = A'_s = 1020 \text{ mm}^2$. Bố trí cốt thép như hình vẽ bên.

Duyệt mặt cắt cột:

- Giả định $c = 150 \text{ mm}$ có:

+ Chiều cao vùng bê tông chịu nén

$$a = \beta_1 c = 0,85 \cdot c = 127,5 \text{ (mm)}$$

+ Ứng suất trong cốt thép chịu kéo:

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s = E_s \cdot \frac{0,003 \cdot (d_s - c)}{c} = 360 \text{ (Mpa)} < f_y =$$

420 (Mpa)

→ Lấy $f_s = 360 \text{ (Mpa)}$

+ Ứng suất trong cốt thép chịu nén:

$$f'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s = E_s \cdot \frac{0,003 \cdot (c - d'_s)}{c} = 360 \text{ (Mpa)} < f_y = 420 \text{ (Mpa)}$$

→ Lấy $f'_s = 360 \text{ (Mpa)}$

+ Áp dụng các công thức (5.10) và (5.11) ta có:

$$P_n = 0,85 f'_c ab + A'_s f'_s - A_s f_s = 910,35 \text{ (KN)}$$

$$M_n = 0,85 f'_c ab \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{h}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d'_s \right) = 144,61 \text{ (KN.m)}$$

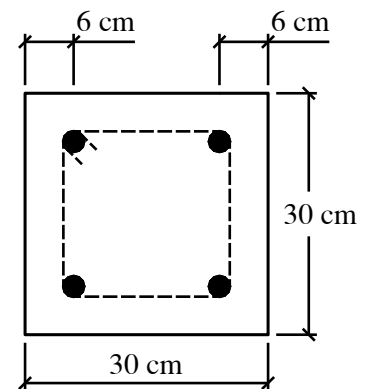
+ Độ lệch tâm $e = \frac{M_n}{P_n} = 0,1588 \text{ (m)} > e = \frac{M_u}{P_u} = 0.1 \text{ (m)}$. Tăng c và lặp lần tiếp theo

- Tiến hành tương tự với các giá trị c giả định, cuối cùng ta tính được $c = 183,8475 \text{ mm}$.
 Ứng với giá trị $c = 183,8475 \text{ mm}$ ta có:

+ $M_n = 134,1119 \text{ (KN.m)}$

+ $P_n = 1341,117 \text{ (KN)}$.

+ Hệ số sức kháng $\phi = 0,75$



+ Sức kháng tính toán:

$$M_r = \varphi M_n = 100,58 \text{ (KN.m)}$$

$$P_r = \varphi P_n = 1005,84 \text{ (KN)}$$

+ Độ lệch tâm $e = \frac{M_r}{P_r} = 0,1 \text{ (m)} = e = \frac{M_u}{P_u} = 0.1 \text{ (m)}$.

Vậy sức kháng tính toán:

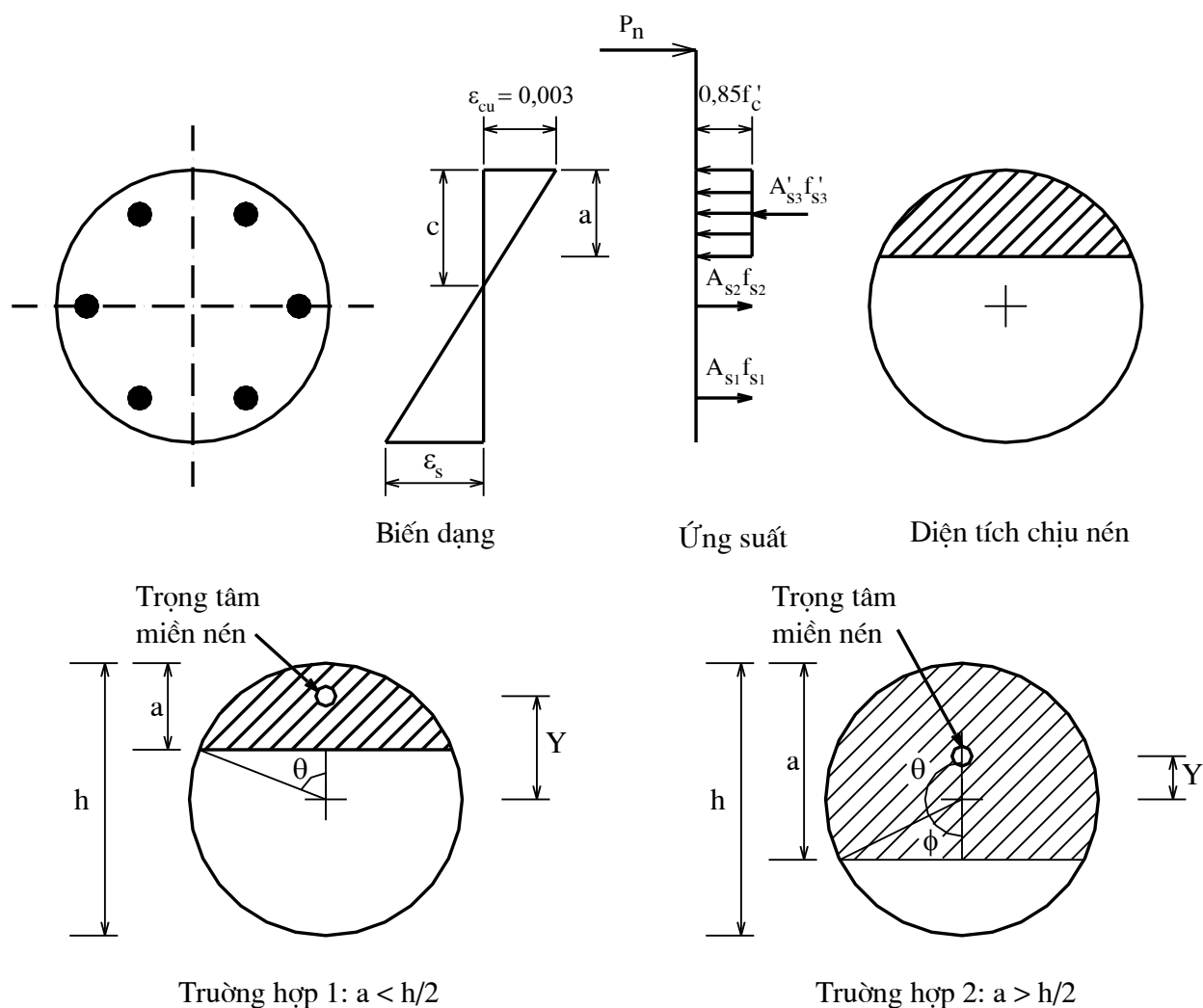
$$M_r = \varphi M_n = 100,58 > M_u = 100 \text{ (KN.m)}$$

$$P_r = \varphi P_n = 1005,84 > P_u = 1000 \text{ (KN)}$$

Do đó cột đã chọn đảm bảo khả năng chịu lực.

5.3.1.3 Khả năng chịu lực của cột ngắn chịu nén lệch tâm, tiết diện hình tròn:

Tùy theo độ cao của vùng bê tông chịu nén, cột tiết diện tròn được chia làm hai trường hợp như hình 5.4



Hình 5. 4. Cột chịu nén lệch tâm tiết diện hình tròn.

Mặt khác, khi chịu tải trọng dài hạn, trong bê tông xuất hiện hiện tượng từ biến làm giảm độ cứng của cột – tăng độ mảnh.

Trong tính toán, người ta xét đến ảnh hưởng của độ mảnh và từ biến bằng cách nhân mô men tính toán ban đầu với hệ số khuyếch đại mô men. Phương pháp xét đến ảnh hưởng như trên được gọi là “phương pháp khuyếch đại mô men”.

a/ đối với hệ khung không giằng:

Mô men hoặc ứng suất tính toán có thể được tăng lên để phản ánh tác dụng của biến dạng như sau:

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \tag{5.23}$$

$$f_c = \delta_b f_{2b} + \delta_s f_{2s} \tag{5.24}$$

Trong đó:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_e}} \geq 1.0 \tag{5.25}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_e}} \tag{5.26}$$

Ở đây:

P_u : Tải trọng tính toán (đã nhân hệ số) dọc trục (N)

P_e : Tải trọng uốn dọc tới hạn Euler (N)

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(Kl)^2}$$

ϕ : Hệ số kháng nén dọc trục lấy bằng 0,75

M_{2b} : Mô men trên thanh (cấu kiện) chịu nén do tải trọng trọng lực tính toán (đã nhân hệ số) mà không dẫn đến oằn đáng kể được tính toán bằng phương pháp khung đàn hồi bậc nhất quy ước, luôn luôn dương (N.mm)

f_{2b} : Ứng suất tương ứng với M_{2b} (MPa)

M_{2s} : Mô men trên thanh chịu nén do lực ngang tính toán hoặc tải trọng trọng lực tính toán (đã nhân hệ số) mà gây ra độ oằn, Δ lớn hơn $l_u/500$, được tính bằng phương pháp phân tích khung đàn hồi bậc nhất quy ước, luôn luôn dương (N.mm).

f_{2s} : Ứng suất tương ứng với M_{2s} (MPa)

C_m : Hệ số được lấy bằng 1,0.

Giá trị EI dùng để xác định P_e phải lấy giá trị lớn hơn của :

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s}{1 + \beta_d} \quad (5.27)$$

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{2,5}}{1 + \beta_d} \quad (5.28)$$

Trong đó :

E_c : Mô đun đàn hồi của bê tông (MPa)

I_g : Mô men quán tính mặt cắt nguyên của bê tông xung quanh trục chính (mm⁴)

E_s : Mô đun đàn hồi của thép dọc (MPa)

I_s : Mô men quán tính của cốt thép dọc xung quanh trục chính (mm⁴)

β_d : Tỷ lệ giữa mô men tính toán lớn nhất do tải trọng thường xuyên với mô men tính toán lớn nhất do toàn bộ tải trọng, trị số luôn luôn dương.

b/. Đối với hệ khung giằng:

Mô men tính toán có thể được tăng lên để phản ánh tác dụng của biến dạng như sau:

$$M_c = \delta_b M_{2b} \quad (5.29)$$

Trong đó:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_e}} \geq 1.0 \quad (5.30)$$

C_m có thể lấy như sau:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0.4 \quad (5.31)$$

Trong đó:

M_{1b} : Mô men bé hơn tại đầu mút.

M_{2b} : Mô men lớn hơn tại đầu mút.

Tỉ số M_{1b}/M_{2b} được coi là dương nếu cấu kiện bị uốn theo độ cong một chiều và âm nếu nó bị uốn theo độ cong hai chiều.

5.3.2.2 Quy trình tính toán cột mảnh:

1. Xác định hệ số chiều dài tính toán K.
2. Xác định cột thuộc loại cột ngắn hay mảnh

- Đối với kết cấu không có giằng liên kết, khi tỷ số độ mảnh $\frac{K L_u}{r} < 22$ thì được coi là cột ngắn – không xét đến hiệu ứng độ mảnh.

e_y : Độ lệch tâm của lực dọc trục tính toán tác dụng theo hướng trục Y ($= M_{ux}/P_u$ (mm)).

M_{rx} : Sức kháng uốn tính toán đơn trục của mặt cắt theo phương trục X (N.mm)

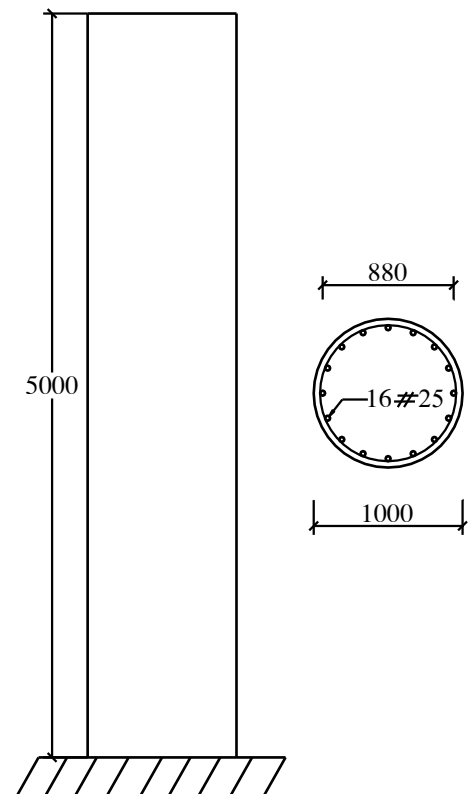
M_{ry} : Sức kháng uốn tính toán đơn trục của mặt cắt theo phương trục Y (N.mm)

Sức kháng dọc trục tính toán P_{rx} và P_{ry} không được lấy lớn hơn tích số của hệ số sức kháng ϕ và sức kháng nén danh định lớn nhất tính theo các công thức (7.7) hoặc (7.8).

Khi tính toán, nếu cột là mảnh, các giá trị M_{ux} , M_{uy} phải được tính theo phương pháp khuếch đại mô men.

Ví dụ 5.3: Tính duyệt khả năng chịu lực của cột chịu lực dọc trục đặt cốt đai thường biết:

- Cột có tiết diện hình tròn, $D = 1000$ mm
- Bê tông có $f'_c = 28$ Mpa; $\gamma_c = 2450$ (KN/m³)
- Cốt thép ASTM A615M có: $f_y = 420$ Mpa, mô đun đàn hồi của cốt thép $E_s = 2.10^5$ Mpa.
- Sử dụng 16 # 25.
- Chiều dày lớp bê tông bảo vệ $d_c = 60$ mm.
- Chiều dài tự do của cột $l_u = 5000$ mm.
- Tải trọng lớn nhất ở TTGH cường độ
 - + $M_u = 1000$ (KN.m)
 - + Mô men tính toán do tải trọng thường xuyên $M_{up} = 150$ (KN.m)
 - + $P_u = 4500$ KN.



Giải:

- Hệ số độ mảnh $K = 2,1$.

- Tỷ số độ mảnh: $\frac{K.l_u}{r}$

Trong đó:

+ $l_u = 5000$ mm.

+ r : Bán kính quán tính quay của mặt cắt nguyên

$$r = \frac{D}{4} = 250 \text{ mm.}$$

Do đó: $\frac{K.l_u}{r} = 2,1 \cdot \frac{5000}{250} = 42 > 22$ nên cột thuộc loại cột mảnh.

- Tính P_e : $P_e = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2}$

Trong đó độ cứng EI được lấy bằng giá trị lớn hơn trong hai giá trị sau:

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s}{1 + \beta_d}$$

$$EI = \frac{E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

Ta có:

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c'} = 27592,85 \text{ (Mpa)}$$

$$E_s = 2.10^5 \text{ (MPa)}.$$

$$I_g = \frac{\pi \cdot D^4}{64} = 49.062.500.000 \text{ (mm}^4\text{)}$$

$$I_s = 308.211.200 \text{ (mm}^4\text{)}$$

$$\beta_d = \frac{M_{up}}{M_u} = 0,15$$

Do đó:

$$\frac{E_c I_g + E_s I_s}{1 + \beta_d} = 2,89.10^{14} \text{ (N.mm}^2\text{)}.$$

$$\frac{E_c I_g}{1 + \beta_d} = 4,71.10^{14} \text{ (N.mm}^2\text{)}$$

Vậy: $EI = 4,71.10^{14} \text{ (N.mm}^2\text{)}$.

Thay số có: $P_e = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} = 42110376.16 \text{ (N)} = 42110,38 \text{ (KN)}$.

- Tính mô men khuỷch đại: $M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$

Trong đó:

$$+ \delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_e}} \geq 1,0$$

Ở đây $C_m = 1$ nên: $\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_e}} = 1,17$.

$$+ \delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_e}} = 1,17$$

Do đó mô men khuỷch đại:

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} = 1,17 (M_{2b} + M_{2s}) = 1,17 M_u = 1170 \text{ (KN.m)}$$

- Duyệt mặt cắt đã cho ứng với tải trọng:

$$M_c = 1170 \text{ (KN.m)}$$

$$P_u = 4500 \text{ (KN)}$$

Xây dựng biểu đồ tương tác M – P

1. Trường hợp chịu nén đúng tâm:

Hệ số sức kháng $\phi = 0,75$.

$$A_{st} = 8160 \text{ mm}^2.$$

áp dụng công thức (7.8) ta có:

$$P_{n(\max)} = 0,8 \left[0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \right]$$

$$= 0,8 \left[0,85 \cdot 28 \cdot \left(\frac{3,14 \cdot 1000^2}{4} - 8160 \right) + 8160 \cdot 420 \right] = 17540,4 \text{ (KN)}$$

$$P_r = \varphi P_n = 0,75 \times 17540,4 = 13155,3 \text{ (KN)}$$

2. Tính ở trường hợp phá hoại cân bằng (cốt thép chịu kéo lớn nhất bị chảy dẻo và bê tông vùng chịu nén bị nén vỡ):

$$\text{Biến dạng lớn nhất của cốt thép: } \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{2 \cdot 10^5} = 0,0021$$

$$\text{Chiều cao trục trung hoà: } c_b = d_g \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = 940 \frac{0,003}{0,003 + 0,0021} = 553(\text{mm}) > \frac{D}{2} = 500$$

mm

Biến dạng và ứng suất trong các thanh cốt thép được cho trong bảng sau:

Hàng thép	d_i (mm)	ε_i (10^{-3})	f_{si} (Mpa)
1	60	-2.67	-420
2	93.49	-2.49	-420
3	188.87	-1.98	-395.1
4	331.62	-1.2	-240.2
5	500	-0.29	-57.45
6	668.38	0.63	125.26
7	811.13	1.4	280.16
8	906.51	1.92	383.66
9	940	2.1	420

Ghi chú: Các giá trị ứng suất lớn hơn 420 Mpa được lấy bằng 420 Mpa.

Các thông số tính toán của vùng bê tông chịu nén:

$$+ \text{ Góc mở } \theta = \arccos \left(\frac{h/2 - a}{h/2} \right) = 96,078^\circ = 1,677 \text{ (rad)}$$

+ Diện tích của vùng bê tông chịu nén:

$$A_c = h^2 \left(\frac{\theta_{rad} - \sin \theta \cos \theta}{4} \right) = 1000^2 \left(\frac{1,677 - \sin(96,078^\circ) \cos(96,078^\circ)}{4} \right)$$

$$= 445541 \text{ (mm}^2\text{)}$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm vùng bê tông chịu nén đến tâm của tiết diện hình tròn:

$$Y = \frac{h^3}{A_c} \left(\frac{\sin^3 \theta}{12} \right) = \frac{1000^3 \times \sin^3(96,078^\circ)}{445541 \times 12} = 183,9 \text{ (mm)}$$

Khả năng chịu lực của cột:

$$P_n = 0,85 f'_c A_c + \sum A'_s f'_s - \sum A_s f_s = 10786,8 \text{ (KN)}$$

$$M_n = P_n e = 0,85 f'_c A_c Y + \sum A_s f_s \left(d_i - \frac{h}{2} \right) + \sum A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d'_i \right) = 22617,5 \text{ (KN.m)}$$

Tính hệ số sức kháng φ :

+ Tính theo 22TCN 272 – 05: áp dụng công thức (5.14) ta có:

$$\varphi = 0,9 - 0,1125 \frac{P_n}{0,1 f'_c A_g} = 0,9 - 0,1125 \frac{4 \cdot 10786800}{0,1 \cdot 28 \cdot 1000^2} = 0,348 < 0,75$$

$$\rightarrow \varphi = 0,75$$

Sức kháng tính toán:

$$M_r = \varphi M_n = 0,75 \times 22617,5 = 16963,1 \text{ (KN.m)}$$

$$P_r = \varphi P_n = 0,75 \times 10786,8 = 8090,1 \text{ (KN)}$$

3. Lấy 1 vài giá trị c, các kết quả tính toán cho trong bảng sau:

c (mm)	ϵ_{s1} (10^{-3})	ϵ_{s2} (10^{-3})	ϵ_{s3} (10^{-3})	ϵ_{s4} (10^{-3})	ϵ_{s5} (10^{-3})	ϵ_{s6} (10^{-3})	ϵ_{s7} (10^{-3})	ϵ_{s8} (10^{-3})	ϵ_{s9} (10^{-3})
940	-2.81	-2.70	-2.40	-1.94	-1.40	-0.87	-0.41	-0.11	0.00
880	-2.80	-2.68	-2.36	-1.87	-1.30	-0.72	-0.23	0.09	0.20
830	-2.78	-2.66	-2.32	-1.80	-1.19	-0.58	-0.07	0.28	0.40
780	-2.77	-2.64	-2.27	-1.72	-1.08	-0.43	0.12	0.49	0.62
720	-2.75	-2.61	-2.21	-1.62	-0.92	-0.22	0.38	0.78	0.92
660	-2.73	-2.58	-2.14	-1.49	-0.73	0.04	0.69	1.12	1.27
600	-2.70	-2.53	-2.06	-1.34	-0.50	0.34	1.06	1.53	1.70
500	-2.64	-2.44	-1.87	-1.01	0.00	1.01	1.87	2.44	2.64
440	-2.59	-2.36	-1.71	-0.74	0.41	1.56	2.53	3.18	3.41
385	-2.53	-2.27	-1.53	-0.42	0.90	2.21	3.32	4.06	4.32
330	-2.45	-2.15	-1.28	0.01	1.55	3.08	4.37	5.24	5.55
280	-2.36	-2.00	-0.98	0.55	2.36	4.16	5.69	6.71	7.07
220	-2.18	-1.73	-0.42	1.52	3.82	6.11	8.06	9.36	9.82
165	-1.91	-1.30	0.43	3.03	6.09	9.15	11.75	13.48	14.09
140	-1.71	-1.00	1.05	4.11	7.71	11.32	14.38	16.43	17.14

C (mm)	f_{s1} (Mpa)	f_{s2} (Mpa)	f_{s3} (Mpa)	f_{s4} (Mpa)	f_{s5} (Mpa)	f_{s6} (Mpa)	f_{s7} (Mpa)	f_{s8} (Mpa)	f_{s9} (Mpa)
940	-420	-420	-420	-388.3	-280.9	-173.4	-82.26	-21.38	0.00
880	-420	-420	-420	-373.9	-259.1	-144.3	-46.96	18.07	40.91
830	-420	-420	-420	-360.3	-238.6	-116.8	-13.64	55.31	79.52
780	-420	-420	-420	-344.9	-215.4	-85.86	23.94	97.31	123.08
720	-420	-420	-420	-323.7	-183.3	-43.02	75.94	155.42	183.33
660	-420	-420	-420	-298.5	-145.5	7.62	137.39	224.1	254.55
600	-420	-420	-411.1	-268.4	-100	68.38	211.13	306.51	340
500	-420	-420	-373.4	-202.1	0	202.06	373.35	420	420
440	-420	-420	-342.4	-147.8	81.82	311.43	420	420	420
385	-420	-420	-305.7	-83.19	179.22	420	420	420	420
330	-420	-420	-256.6	2.94	309.09	420	420	420	420
280	-420	-399.7	-195.3	110.61	420	420	420	420	420
220	-420	-345	-84.89	304.42	420	420	420	420	420
165	-381.8	-260	86.81	420	420	420	420	420	420
140	-342.9	-199.3	209.46	420	420	420	420	420	420

C (mm)	θ° (rad)	A_c (mm ²)	Y (mm)	P_n (KN)	M_n (KN.m)	ϕ	P_r (KN)	M_r (KN.m)
940	2.65	766159	11.65	19105.2	3700.17	0.75	14328.9	2775.13
880	2.43	732013	31.25	18226.5	7172.93	0.75	13669.8	5379.70
830	2.29	696863	50.71	17327.6	10282.32	0.75	12995.7	7711.74
780	2.17	657284	72.10	16315.3	13314.58	0.75	12236.5	9985.93
720	2.03	605379	99.68	14982.7	16623.65	0.75	11237.1	12467.74
660	1.90	549925	128.87	13548	19394.39	0.75	10161	14545.79
600	1.77	492028	159.31	12028.7	21492.39	0.75	9021.51	16119.3
500	1.57	392699	212.21	9394.72	23123.32	0.75	7046.04	17342.49
440	1.45	332843	244.98	7833.55	22752.89	0.75	5875.16	17064.67
385	1.34	278721	275.58	6413.54	21610.88	0.75	4810.15	16208.16
330	1.22	226034	306.63	5041.31	19707.47	0.75	3780.98	14780.61
280	1.12	180020	335.22	3818.82	17393.06	0.75	2864.12	13044.8
220	0.98	128114	369.9	2433.67	13954.65	0.78	1887.31	10821.85
165	0.84	84801	402.03	1243.81	10328.98	0.84	1040.29	8638.86

140	0.77	66833	416.73	735.442	8559.32	0.86	634.23	7381.36
-----	------	-------	--------	---------	---------	------	--------	---------

4. Trường hợp chịu uốn thuần túy:

Bằng cách thử dần với một vài giá trị chiều cao vùng bê tông chịu nén c ta có:

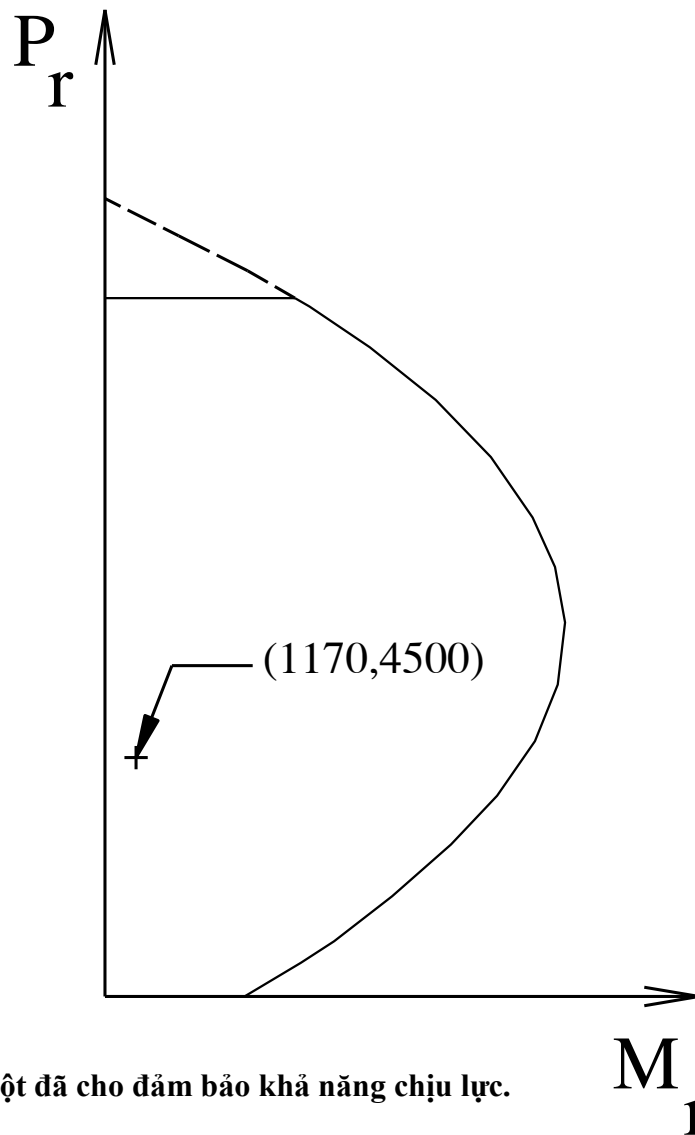
Với trường hợp uốn thuần túy $c = 102,9244$ mm.

Khi đó có:

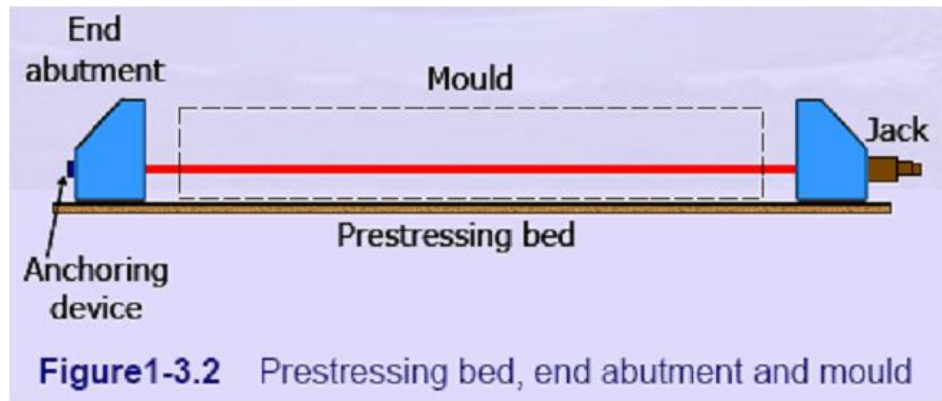
+ Mô men kháng danh định: $M_n = 5806,83$ (KN.m)

+ Mô men kháng tính toán: $M_r = \phi M_n = 0,9 M_n = 5226,15$ (KN.m)

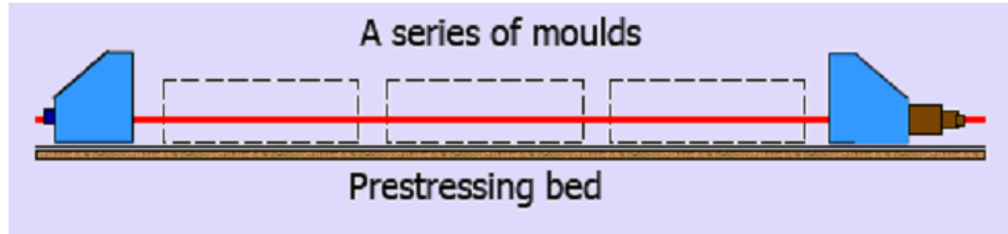
5. Vẽ biểu đồ tương tác M – P:



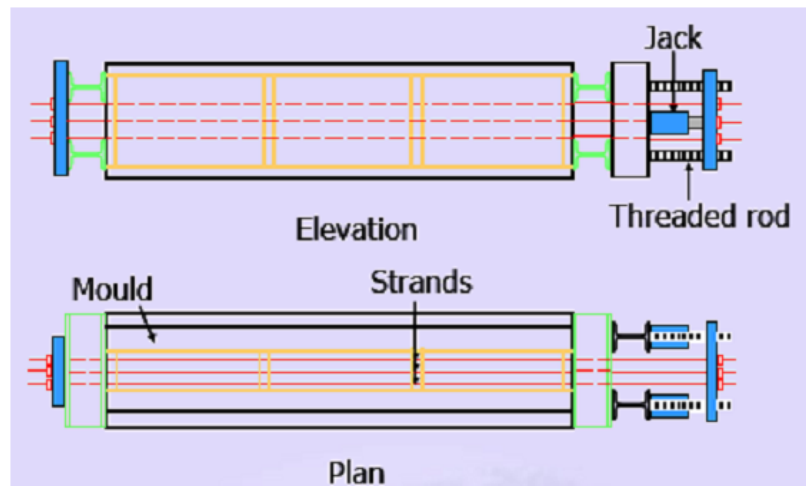
Kết luận: Cột đã cho đảm bảo khả năng chịu lực.



Hình 6.7: Bệ đỡ, bệ neo và khuôn đổ bê tông



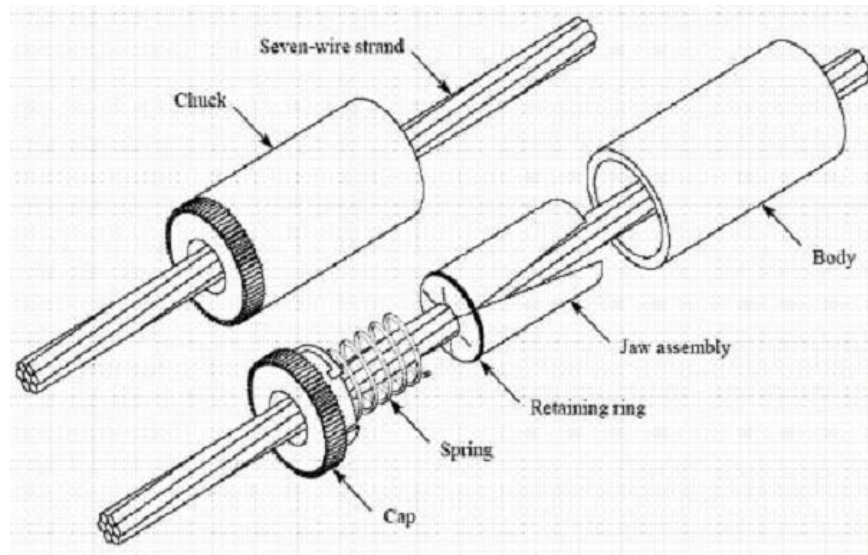
Hình 6.8: Sơ đồ bệ đúc hàng loạt



Hình 6.8: Hệ thống thiết bị cho cầu kiện căng trước

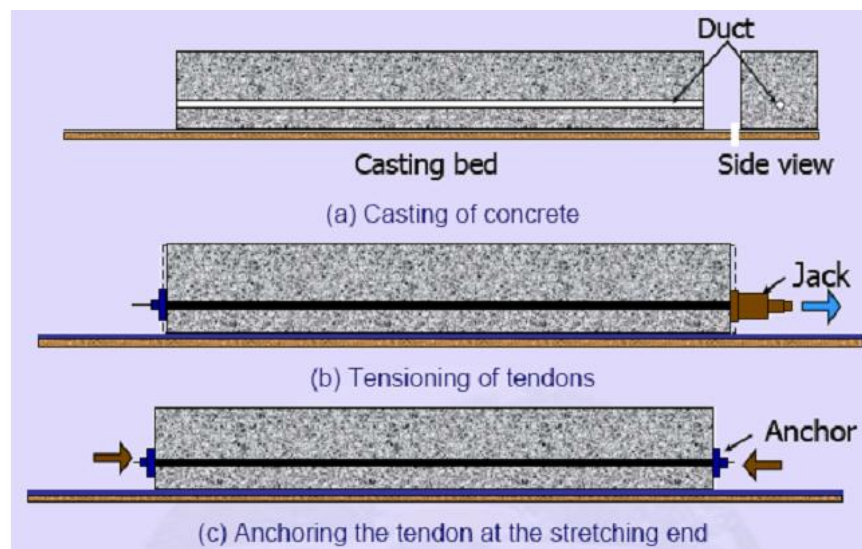
Trong cầu kiện căng trước, cốt thép dự ứng lực được neo vào một đầu cố định, đầu còn lại sẽ được kéo với một lực P . Tiếp đó các loại cốt thép thường được đặt vào và đổ bê tông. Đợi cho bê tông đông cứng và đạt đến cường độ nhất định (thường là 70% giá trị cường độ chịu nén thiết kế của bê tông) rồi tiến hành cắt cốt thép. Lúc này lực căng trước trong cốt thép dự ứng lực được truyền sang bê tông thông qua lực dính bám giữa bê tông và cốt thép.

Thiết bị neo : Thiết bị neo dựa trên nguyên lý nêm và ma sát



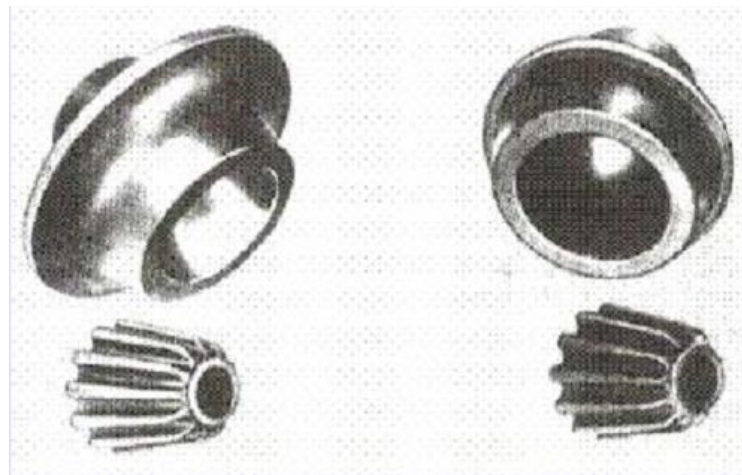
Hình 6.9: Đầu neo cáp dự ứng lực

6.3.1.2. Hệ thống tạo lực cho cầu kiện căng sau



Hình 6.10: Hệ thống thiết bị cho cầu kiện căng sau

Thiết bị neo: Một số thiết bị neo thường dùng



Hình 6.11: Mũ neo Freyssinet dạng 'T'

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)}\right) \tag{6.8}$$

Trong đó:

- f_{pj} = Ứng suất trong thép dự ứng lực khi kích (MPa)
- x = Chiều dài bó thép dự ứng lực đo từ đầu kích đến điểm bất kỳ đang xét (mm)
- K = Hệ số ma sát lắc (trên mm của bó thép)
- μ = Hệ số ma sát
- α = Tổng giá trị tuyệt đối của thay đổi góc của đường cáp thép dự ứng lực từ đầu kích đến điểm đang xét (rad)
- e = Cơ số logarit tự nhiên

Các giá trị K và μ cần được dựa trên số liệu thí nghiệm thực tế. Khi thiếu các số liệu này, có thể dùng các giá trị cho trong bảng 6.1

Bảng 6.1 Trị số K và μ

Loại thép	Loại ống bọc	K	μ
Sợi hay tao	Ống thép mạ cứng hay nửa cứng	$6,6 \times 10^{-7}$	0,15- 0,25
	Vật liệu polyethylene	$6,6 \times 10^{-7}$	0,23
	Các ống chuyển hướng bằng thép cứng	$6,6 \times 10^{-7}$	0,25
Thanh cường độ cao	Ống thép mạ	$6,6 \times 10^{-7}$	0,30

3/Mất mát ứng suất do co ngắn đàn hồi

Trong cấu kiện kéo trước

Khi các bó cáp tại đầu cấu kiện dự ứng lực bị cắt, dự ứng lực sẽ được truyền sang và gây nén đối với bê tông. Lực nén đối với bê tông làm cấu kiện biến dạng co ngắn. Sự tương thích biến dạng trong bê tông và trong cốt thép làm giảm độ căng của cốt thép và do đó gây ra một mất mát ứng suất. Cân bằng biến dạng trong cốt thép do số gia ứng suất Δf_{pES} và biến dạng trong bê tông do ứng suất của bê tông tại trọng tâm cốt thép f_{cgp} được viết như sau:

$$\frac{\Delta f_{pES}}{E_p} = \frac{f_{cgp}}{E_{ci}}$$

Từ đó rút ra công thức tính mất mát ứng suất do co ngắn đàn hồi của bê tông trong cấu kiện dự ứng lực kéo trước:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \tag{6.9}$$

Trong các công thức trên:

f_{cgp} Tổng ứng suất của bê tông ở trọng tâm của các bó cáp dự ứng lực do lực dự ứng lực khi truyền và tự trọng của các bộ phận cấu kiện ở mặt cắt có mô men lớn nhất (MPa)

E_p Mô đun đàn hồi của thép dự ứng lực

E_{ci} Mô đun đàn hồi của bê tông tại thời điểm truyền lực

Trong cấu kiện kéo sau

f_{cgp} Ứng suất của bê tông tại trọng tâm cốt thép dự ứng lực lúc truyền lực (MPa)
 Δf_{cdp} Thay đổi ứng suất trong bê tông tại trọng tâm cốt thép dự ứng lực do các tải trọng thường xuyên tác dụng (sau khi truyền lực) (MPa).

3/ Mất mát ứng suất do chùng cốt thép

Mất mát ứng suất do tự chùng của cốt thép là mất mát phụ thuộc thời gian, xảy ra khi cốt thép được giữ ở biến dạng không đổi. Mất mát ứng suất tổng cộng do chùng cốt thép được xác định từ hai thành phần

$$\Delta f_{pR} = \Delta f_{pR1} + \Delta f_{pR2} \quad (6.14)$$

Trong đó:

Δf_{pR1} Mất mát ứng suất do chùng cốt thép tại thời điểm truyền lực

Δf_{pR2} Mất mát ứng suất do chùng cốt thép sau khi truyền lực

Tại thời điểm truyền lực

Đối với cấu kiện kéo trước với ứng suất trước ban đầu tại thời điểm truyền lực lớn hơn $0,50f_{pu}$, mất mát ứng suất do chùng cốt thép được tính như sau:

Đối với thép được khử ứng suất:

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24t)}{10} \left[\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right] f_{pi} \quad (6.15)$$

Đối với thép có độ chùng thấp

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24t)}{40} \left[\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right] f_{pi} \quad (6.16)$$

Trong đó:

t thời gian kể từ khi truyền lực nén (ngày)

f_{py} giới hạn chảy quy định của thép dự ứng lực (MPa)

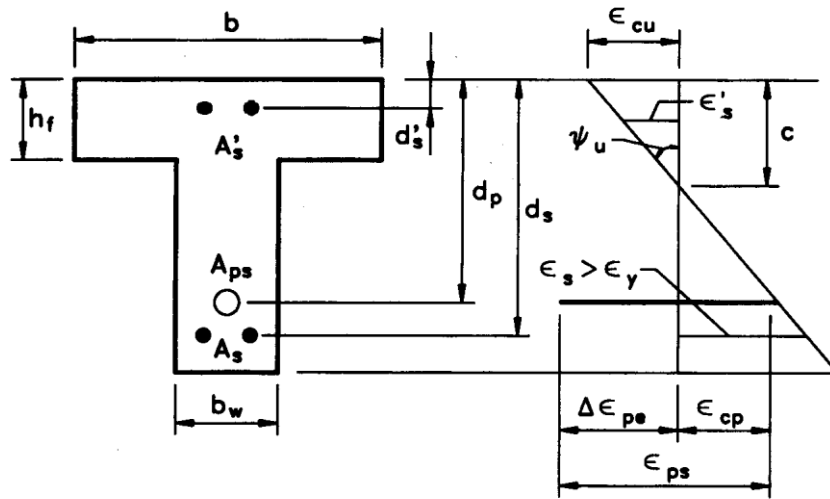
f_{pi} ứng suất ban đầu trong bó cáp ở cuối giai đoạn kéo dự ứng lực (MPa)

Sau khi truyền lực

Mất mát ứng suất do chùng cốt thép sau khi truyền lực có giá trị gốc là 138 MPa, giá trị này giảm đi liên tục theo thời gian do các mất mát ứng suất khác làm giảm ứng suất của bó cáp. Mất mát ứng suất do co ngắn đàn hồi Δf_{pES} xảy ra hầu như lập tức sau khi truyền lực, do vậy ảnh hưởng của nó là lớn nhất. Mất mát ứng suất do co ngót Δf_{pSR} và từ biến Δf_{pCR} xảy ra sau một khoảng thời gian và có ảnh hưởng ít hơn. Mất mát ứng suất do ma sát Δf_{pF} có ảnh hưởng nằm trong khoảng giữa các mất mát nói trên. Theo AASHTO, ước tính mất mát ứng suất do chùng cốt thép được lấy như sau:

Đối với thép được khử ứng suất kéo trước:

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0,4\Delta f_{pES} - 0,2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \quad (6.17)$$



Hình 6.16 Biến dạng trong một dầm BTCT

Từ biểu thức ε_{ps} , biến dạng trong cốt thép dự ứng lực trở thành:

$$\varepsilon_{ps} = \varepsilon_{cp} + \Delta\varepsilon_{pe} \quad (6.23)$$

trong đó ε_{cp} là biến dạng của bê tông ở cùng một vị trí với cốt thép dự ứng lực và $\Delta\varepsilon_{pe}$ thường được tính gần đúng như sau:

$$\Delta\varepsilon_{pe} \approx f_{pe} / E_p$$

$$\varepsilon_{ps} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_p}{c} - 1 \right) + \Delta\varepsilon_{pe} \quad (6.24)$$

trong đó $\Delta\varepsilon_{pe}$ xấp xỉ bằng f_{pe} / E_p và là hằng số đối với mọi giai đoạn của dầm (Collins và Mitchell, 1991). Ở TTGH cường độ, AASHTO quy định $\varepsilon_{cu} = 0,003$ nếu bê tông không bị kiểm chế. Đối với bê tông bị kiểm chế, ε_{cu} có thể lớn hơn nhiều so với trong bê tông không bị kiểm chế (Mander và các tác giả khác, 1988). Với hai giá trị $\Delta\varepsilon_{pe}$ và ε_{cu} là hằng số phụ thuộc vào sự khai thác ứng suất trước và lực nén cản trở ngang, tương ứng, biến dạng trong cốt thép dự ứng lực ε_{ps} và ứng suất tương ứng f_{ps} là hàm chỉ của tỉ số c/d_p .

Sự cân bằng lực trong hình 5.16 có thể được sử dụng để xác định cao độ của trục trung hoà c . Tuy nhiên, điều này đòi hỏi việc xác định f_{ps} là hàm của tỉ số c/d_p . Biểu thức sau đây được đưa ra bởi Loov (1988), được kiểm chứng bởi Naaman (1992) và được áp dụng bởi AASHTO:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (6.25)$$

$$k = 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (6.26)$$

Đối với những tao thép có độ chùng thấp với $f_{pu} = 1860$ MPa, bảng 2.4 cho $f_{py} / f_{pu} = 0,90$, từ đó dẫn đến $k = 0,28$. Nếu lấy $E_p = 197$ GPa, bỏ qua ε_{ce} và giả thiết rằng $\varepsilon_{cu} = 0,003$ và $f_{pe} = 0,56f_{pu}$, các biểu thức (6.24) và (6.26) được viết lại như sau

$$\varepsilon_{ps} = 0,003 \frac{d_p}{c} + 0,0023$$

$$f_{ps} = 1860 \left(1 - 0,28 \frac{c}{d_p} \right)$$

Sự cân bằng lực trong dầm trên hình 6.17 đòi hỏi hợp lực nén bằng hợp lực kéo, tức là

$$C_n = T_n \quad (6.27)$$

trong đó

$$C_n = C_w + C_f + C_s \quad (6.28)$$

$$T_n = A_{ps} f_{ps} + A_s f_y \quad (6.29)$$

với

$C_w =$ nội lực nén của bê tông ở phần sườn dầm

$C_f =$ nội lực nén của bê tông ở phần cánh dầm

$C_s =$ nội lực nén của cốt thép thường

$A_{ps} =$ diện tích cốt thép dự ứng lực

$f_{ps} =$ ứng suất trung bình trong cốt thép dự ứng lực ở sức kháng uốn danh định của dầm cho trong biểu thức 6.26

$A_s =$ diện tích cốt thép thường chịu kéo

$f_y =$ giới hạn chảy nhỏ nhất đặc trưng của cốt thép chịu kéo

$$C_w = 0,85.f'_c . a . b_w = 0,85 . \beta_1 . f'_c . c . b_w \quad (6.30)$$

$$C_f = 0,85 . \beta_1 . f'_c . (b - b_w) . h_f \quad (6.31)$$

Lực nén trong cốt thép chịu nén C_s , khi giả thiết rằng biến dạng nén của nó ϵ'_s trên hình 6.17 lớn hơn hoặc bằng giới hạn biến dạng đàn hồi ϵ'_y , được tính bằng công thức:

$$C_s = A'_s f'_y \quad (6.32)$$

với A'_s là diện tích của cốt thép chịu nén và f'_y là giá trị tuyệt đối của giới hạn chảy đặc trưng của cốt thép chịu nén. Sự chảy của cốt thép chịu nén có thể được xác định bằng cách tính toán ϵ'_s từ biểu đồ biến dạng tam giác trong hình 6.17 và so sánh với $\epsilon'_y = f'_y / E_s$:

$$\epsilon'_s = \epsilon_{cu} \frac{c - d'_s}{c} = \epsilon_{cu} \left(1 - \frac{d'_s}{c} \right) \quad (6.33)$$

trong đó d'_s là khoảng cách từ thớ chịu nén trên cùng tới trục trọng tâm của cốt thép chịu nén.

Nếu thay f_{ps} từ biểu thức 6.25 vào biểu thức 6.29 thì nội lực kéo tổng cộng trở thành

$$T_n = A_{ps} f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) + A_s f_y \quad (6.34)$$

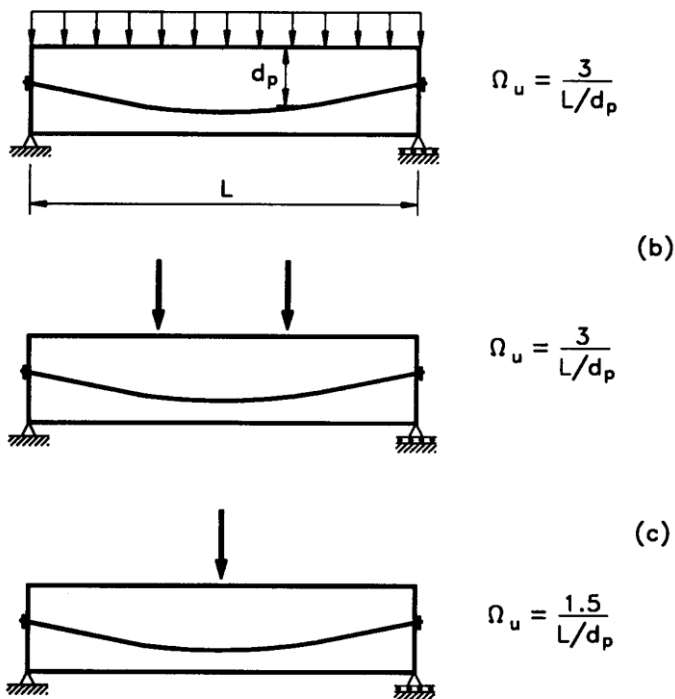
Khi thay nội lực nén từ các biểu thức 6.30, 6.31 và 6.32 vào biểu thức 6.28 thì nội lực nén tổng cộng bằng:

$$C_n = 0,85 \beta_1 f'_c c b_w + 0,85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f + A'_s f'_y \quad (6.35)$$

đối với biến dạng của bê tông có dính bám có điều chỉnh bởi hệ số giảm dính bám Ω_u và $\Delta\varepsilon_{pe}$ được lấy xấp xỉ bằng f_{pe} / E_p . Như vậy, đối với cốt thép không dính bám:

$$\varepsilon_{ps} = \Omega_u \varepsilon_{cp} + \frac{f_{pe}}{E_p} \tag{6.37}$$

trong đó Ω_u là hệ số giảm dính bám ở sức kháng danh định lớn nhất đối với cốt thép không dính bám, được cho bởi AASHTO như sau:



Hình 6.18 Hệ số giảm dính bám ở sức kháng danh định lớn nhất

$\Omega_u = \frac{3}{L/d_p}$ đối với tải trọng phân bố đều và tải trọng đặt trên 1/3 chiều dài dầm gần gối

$\Omega_u = \frac{1,5}{L/d_p}$ đối với tải trọng đặt gần giữa dầm

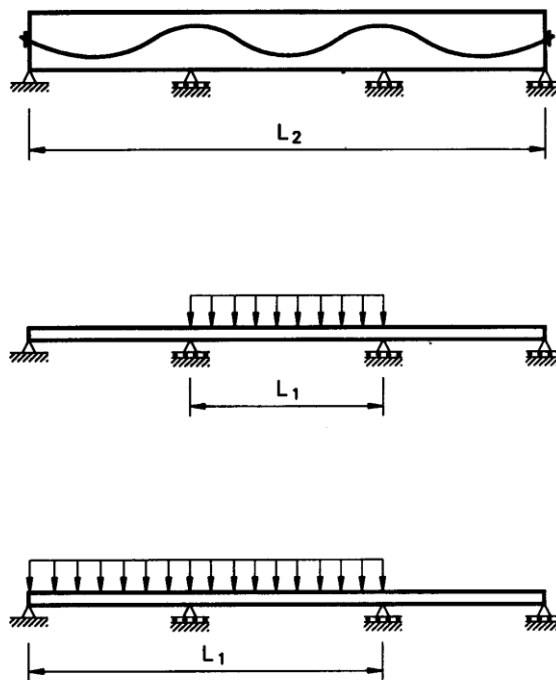
với L là chiều dài nhịp trong cùng một đoạn với d_p (xem hình 6.18).

Nếu thay biểu thức 6.22 đối với ε_{cp} vào và giả thiết rằng ứng suất kéo của cốt thép không dính bám ở TTGH là ở giới hạn đàn hồi, thì biểu thức 6.37, khi nhân với E_p , trở thành:

$$f_{ps} = f_{pe} + \Omega_u \varepsilon_{cu} E_p \left(\frac{d_p}{c} - 1 \right) \leq f_{py} \tag{6.38}$$

Công thức 6.38 được xây dựng đối với nhịp giản đơn và cần được điều chỉnh khi thanh kéo là liên tục nhiều nhịp trên tổng chiều dài L_2 giữa các neo khi một hoặc một số nhịp với chiều dài L_1 được xếp tải (xem hình 6.19). Sự thay đổi biến dạng do đặt tải trên L_1 được tính trung bình trên L_2 bởi tỉ số L_1/L_2 để xác định f_{ps} đối với cốt thép không dính bám:

$$f_{ps} = f_{pe} + \Omega_u \varepsilon_{cu} E_p \left(\frac{d_p}{c} - 1 \right) \frac{L_1}{L_2} \leq f_{py} \tag{6.39}$$



Hình 6.19 Định nghĩa chiều dài thanh kéo và chiều dài chịu tải

Biểu thức trong AASHTO tương tự biểu thức này nhưng không có dấu trừ vì ở đây người ta sử dụng giá trị tuyệt đối của ε_{cu} . Ngoài ra, giới hạn trên trong công thức của AASHTO được lấy giảm đi, bằng $0,94.f_{py}$, để đưa ra một giới hạn tăng lên đối với sự làm việc đàn hồi, tức là đối với một cốt thép không dính bám:

$$f_{ps} = f_{pe} + \Omega_u \varepsilon_{cu} E_p \left(\frac{d_p}{c} - 1 \right) \frac{L_1}{L_2} \leq 0,94 f_{py} \quad (6.40)$$

Trong tiêu chuẩn thiết kế AASHTO *Standard Specifications* [1996], số hạng thứ hai trong công thức 6.39 được lấy đơn giản bằng hằng số 100 MPa. Sự đơn giản hoá này có thể được sử dụng làm phép xấp xỉ thứ nhất đối với f_{ps} nếu c được xác định bằng phương pháp tính lặp.

Tiếp theo, cũng giống như đối với cốt thép có dính bám trong thành lập bất đẳng thức nội lực, biểu thức xác định khoảng cách từ mép chịu nén lớn nhất tới trục trung hoà đối với cốt thép không dính bám được đưa ra như sau:

$$c = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0,85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0,85 \beta_1 f'_c b_w} \geq h_f \quad (6.41)$$

trong đó f_{ps} được xác định từ biểu thức 6.40. Nếu c nhỏ hơn h_f thì trục trung hoà đi qua cánh dầm và c phải được tính lại với $b_w = b$ trong biểu thức 6.41. Nếu biến dạng trong cốt thép chịu nén được tính ra nhỏ hơn so với biến dạng đàn hồi giới hạn ε'_y thì f'_y trong công thức 6.41 phải được thay thế bằng f'_s như đã phân tích ở phần trước.

Thay biểu thức 6.40 vào 6.41 sẽ thu được một phương trình bậc hai đối với c và kết quả được đưa ra dưới dạng căn thức như sau:

Sự phá hoại dẻo trong dầm BTCT được đảm bảo bởi việc hạn chế hàm lượng cốt thép chịu kéo. Tuy nhiên, việc sử dụng trực tiếp hàm lượng cốt thép để kiểm tra phá hoại giòn của vùng nén bất lợi ở chỗ chúng phải luôn luôn được điều chỉnh để phù hợp với sự thay đổi của nội lực nén do các nguyên nhân khác nhau như sự có mặt của cánh nén, cốt thép chịu nén và sự phối hợp chịu lực của cốt thép chịu kéo thường và dự ứng lực. Một cách tiếp cận tốt hơn là kiểm tra nội lực nén của bê tông bằng cách giới hạn khoảng cách c từ thớ chịu nén lớn nhất tới trục trung hoà.

Đối với dầm BTCT dự ứng lực:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42 \quad (6.47)$$

Trong đó, d_e là chiều cao hữu hiệu của mặt cắt, được tính bằng công thức sau

$$d_e = \frac{A_{ps}f_{ps}d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y} \quad (6.48)$$

trong đó, f_{ps} được tính theo các công thức 6.25 hoặc 6.40, hoặc trong thiết kế sơ bộ có thể giả thiết bằng f_{py} .

2/ Lượng cốt thép tối thiểu

Cốt thép chịu kéo tối thiểu được yêu cầu nhằm đảm bảo cho cốt thép không bị phá hoại đột ngột. Sự phá hoại đột ngột của cốt thép chịu kéo có thể xảy ra nếu khả năng chịu mô men (sức kháng uốn) được quyết định bởi cốt thép chịu kéo nhỏ hơn so với mô men nứt (sức kháng nứt) của mặt cắt bê tông nguyên. Để tính toán thiên về an toàn, sức kháng uốn M_n được quyết định bởi cốt thép thường và dự ứng lực có thể lấy giảm đi, trong khi đó, sức kháng nứt M_{cr} được tính dựa trên cường độ chịu kéo của bê tông có thể được lấy tăng lên, AASHTO đưa ra điều kiện sau:

$$\phi M_n \geq 1,2 M_{cr} \quad (6.49)$$

với

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (6.50)$$

trong đó

f_r = cường độ chịu kéo khi uốn bê tông,

I_g = mô men quán tính nguyên của mặt cắt ngang,

y_t = khoảng cách từ trục trung hoà tới thớ chịu kéo lớn nhất.

Hệ số sức kháng Φ .

22TCN272-05 quy định:

Trừ khi có các quy định khác, còn ở bất kỳ một mặt cắt nào đó của cầu kiện chịu uốn, lượng cốt thép thường và cốt thép dự ứng lực chịu kéo phải đủ để phát triển sức kháng uốn tính toán, M_r , ít nhất bằng 1 trong 2 giá trị sau, lấy giá trị nhỏ hơn:

1,2 lần sức kháng nứt được xác định trên cơ sở phân bố ứng suất đàn hồi và cường độ chịu kéo khi uốn, f_r , của bê tông theo quy định .

1,33 lần mômen tính toán cần thiết dưới tổ hợp tải trọng - cường độ thích hợp quy định .

Ví dụ 6.1

Đối với mặt cắt dầm cho trên hình 6.20, hãy xác định khoảng cách từ thớ chịu nén lớn nhất tới trục trung hòa c , ứng suất trung bình trong cốt thép dự ứng lực f_{ps} và sức kháng uốn danh định M_n đối với (a) cốt thép có dính bám và (b) cốt thép không dính bám. Sử dụng bê tông có tỉ trọng thông thường với $f'_c = 40$ MPa, cốt thép mềm cấp 400 và bó cáp dự ứng lực có độ chùng thấp với đường kính 12,7 mm và cường độ chịu kéo 1860 MPa. Dầm chịu tải trọng phân bố đều với chiều dài nhịp giản đơn 10,67 m.

Đặc trưng của vật liệu

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) = 0,85 - 0,05 \left(\frac{40 - 28}{7} \right) = 0,76$$

$$E_c = 4800 \sqrt{f'_c} = 4800 \sqrt{40} = 30 \text{ GPa}$$

$$\varepsilon_{cu} = -0,003$$

$$f_y = |f'_y| = 400 \text{ MPa}; E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$\varepsilon_y = |\varepsilon'_y| = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200\,000} = 0,002$$

$$f_{py} = 0,9 f_{pu} = 0,9(1860) = 1674 \text{ MPa}$$

$$k = 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 2(1,04 - 0,9) = 0,28$$

Giả thiết rằng $f_{pe} = 1030 \text{ MPa} > 0,5 f_{pu} = 930 \text{ MPa}$

$$E_p = 197 \text{ GPa}$$

Đặc trưng của mặt cắt

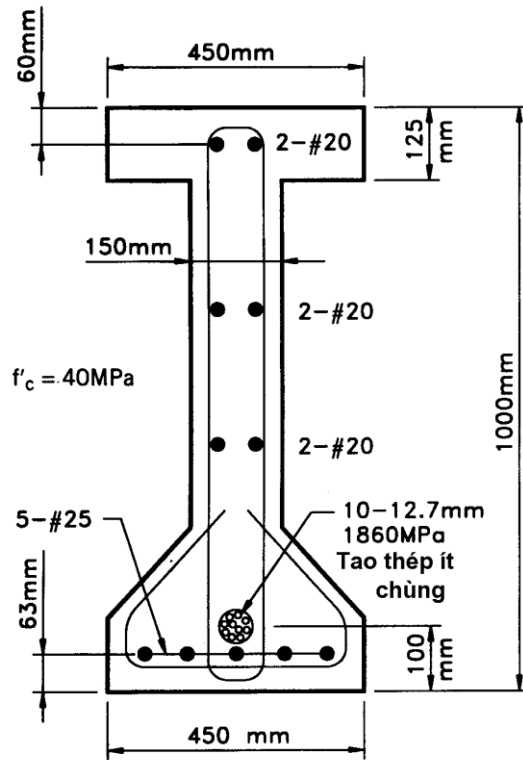
$$b = 450 \text{ mm}, b_w = 150 \text{ mm}, h = 1000 \text{ mm}, h_f = 125 \text{ mm}$$

$$d'_s = 60 \text{ mm}, d_s = h - 63 = 937 \text{ mm}$$

$$d_p = h - 100 = 900 \text{ mm}$$

$$A_s = 2500 \text{ mm}^2, A'_s = 600 \text{ mm}^2$$

$$A_{ps} = 10 (98,71) = 987 \text{ mm}^2$$



Hình 6.20 Mặt cắt ngang dầm cho ví dụ 6.1

Vị trí trục trung hòa và ứng suất trong cốt thép dự ứng lực
Trường hợp có dính bám.

Từ công thức :

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s |f'_y| - 0,85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0,85\beta_1 f'_c b_w + (kA_{ps}f_{pu} / d_p)}$$

$$c = \frac{987(1860) + 2500(400) - 600(400) - 0,85(0,76)(40)(450 - 150)(125)}{0,85(0,76)(40)(125) + \frac{0,28(987)(1860)}{900}}$$

$c = 366 \text{ mm} > h_f = 125 \text{ mm}$, trục trung hòa đi qua sườn dầm

Từ công thức :

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \left(1 - \frac{d'_s}{c}\right) = -0,003 \left(1 - \frac{60}{366}\right) = -0,00251$$

$$|\varepsilon'_s| = 0,00251 > |\varepsilon'_y| = 0,002$$

→ cốt thép chịu nén bị chảy

Từ công thức

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p}\right)$$

$$f_{ps} = 1860 \left(1 - 0,28 \frac{366}{900}\right) = 1648 \text{ MPa}$$

Trường hợp không dính bám

$$L = L_1 = L_2 = 10,67 \text{ m}, \Omega_u = 3d_p/L = 3(900)/10670 = 0,253$$

Từ công thức

$$c = \frac{-B_1 + \sqrt{B_1^2 - 4A_1C_1}}{2A_1}$$

$$A_1 = 0,85\beta_1 f_c b_w = 0,85(0,76)(40)(150) = 3876 \text{ N}$$

$$B_1 = A_{ps}(\Omega_u |\varepsilon_{cu}| E_p L_1 / L_2 - f_{pe}) + A'_s |f'_y| - A_s f_y + 0,85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f$$

$$B_1 = 987[0,253(0,003)(197\,000)(1,0) - 1030] + 600(400) - 2500(400) + 0,85(0,76)(40)(450 - 150)125 = -660\,030 \text{ N}$$

$$C_1 = -A_{ps} \Omega_u |\varepsilon_{cu}| E_p d_p \frac{L_1}{L_2}$$

$$= -(987)(0,253)(0,003)(197\,000)(900)(1,0)$$

$$C_1 = -132\,820\,000 \text{ N}$$

$$c = \frac{660\,030 + \sqrt{(660\,030)^2 - 4(3876)(-132,82 \times 10^6)}}{2(3876)}$$

$$= 289 \text{ mm} > h_f = 125 \text{ mm}$$

→ trục trung hòa đi qua sườn dầm

Từ công thức :

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \left(1 - \frac{d'_s}{c}\right) = -0,003 \left(1 - \frac{60}{289}\right) = -0,00238$$

$$|\varepsilon'_s| = 0,00238 > |\varepsilon'_y| = 0,002$$

→ cốt thép chịu nén bị chảy

Từ công thức :

$$f_{ps} = f_{pe} + \Omega_u \varepsilon_{cu}^* E_p \left(\frac{d_p}{c} - 1\right) \frac{L_1}{L_2} \leq 0,94 f_{py}$$

$$f_{ps} = 1030 + 0,253(0,003)(197\,000) \left(\frac{900}{289} - 1\right) (1,0)$$

$$f_{ps} = 1346 \text{ MPa} < 0,94(1674)$$

$$= 1574 \text{ MPa, ứng suất thấp hơn dính bám}$$

Sức kháng uốn danh định

Trường hợp dính bám

$$a = \beta_1 c = 0,76 (366) = 278 \text{ mm}$$

Từ biểu thức :

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2}\right) + A'_s f'_y \left(\frac{a}{2} - d'_s\right) + 0,85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2}\right)$$

$$M_n = 987(1648) \left(900 - \frac{278}{2}\right) + 2500(400) \left(937 - \frac{278}{2}\right) + 600(400) \left(\frac{278}{2} - 60\right)$$

$$+ 0,85(0,76)(40)(450 - 150)125 \left(\frac{278}{2} - \frac{125}{2}\right)$$

$$M_n = 2129 \times 10^6 \text{ Nmm} = 2129 \text{ kNm}$$

trong đó b_v là bề rộng sườn dầm tương đương và V_u là nội lực cắt có nhân hệ số ở trạng thái giới hạn cường độ.

- ♦ Tính v/f'_c , nếu tỉ số này lớn hơn 0,25 thì cần sử dụng mặt cắt có sườn dầm lớn hơn.

Bước 3

Giả định góc nghiêng của ứng suất nén xiên, θ , và tính biến dạng trong cốt thép chịu kéo uốn:

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0,5N_u + 0,5V_u \cot g\theta - A_{ps}f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \leq 0,002 \quad (6.52)$$

Nếu giá trị của ε_x , tính từ Phương trình trên là âm thì giá trị tuyệt đối của nó phải được giảm đi bằng cách nhân với hệ số F_ε , tính bằng :

$$F_\varepsilon = \frac{E_s A_s + E_p A_{ps}}{E_c A_c + E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

Trong đó M_u (N.mm) , N_u (N) , V_u (N)- là mô men , lực dọc trục , lực cắt tính toán có nhân hệ số.

f_{po} - ứng suất trong cốt thép dự ứng lực khi ứng suất trong bê tông bao quanh bằng không . $f_{po} = f_{pe} + f_{pc}E_p/E_c$, trong đó f_{pe} là ứng suất trong CTDƯL sau các mất mát , f_{pc} là ứng suất trong bê tông tại trọng tâm tiết diện sau các mất mát .

Bước 4

Sử dụng các giá trị v/f'_c và ε_x đã tính được để xác định θ từ hình 6.9 và so sánh nó với giá trị giả định. Lặp lại quá trình trên cho tới khi θ giả định xấp xỉ với giá trị tra từ hình 6.9. Sau đó, xác định giá trị β , là hệ số biểu thị khả năng truyền lực kéo của bê tông đã bị nứt nghiêng.

Bước 5

Tính toán sức kháng cắt cần thiết của các cốt thép ngang ở sườn dầm, V_s :

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p \quad (6.53)$$

với V_c là sức kháng cắt danh định của bê tông. V_p là thành phần DƯL theo hướng lực cắt .

Bước 6

- ♦ Tính toán khoảng cách cần thiết giữa các cốt thép ngang ở sườn dầm

$$s \leq \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{V_s}$$

với A_v là diện tích cốt thép ngang sườn dầm trong phạm vi khoảng cách s .

- ♦ Kiểm tra đối với yêu cầu về lượng cốt thép ngang tối thiểu ở sườn dầm

$$A_v \geq 0,083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad \text{hay} \quad s \leq \frac{A_v f_y}{0,083 \sqrt{f'_c} b_v}$$

- ♦ Kiểm tra đối với yêu cầu về khoảng cách tối đa giữa các cốt thép ngang ở sườn dầm

Nếu $V_u < 0,1 f'_c b_v d_v$, thì $s \leq 0,8 d_v; \leq 600 \text{ mm}$

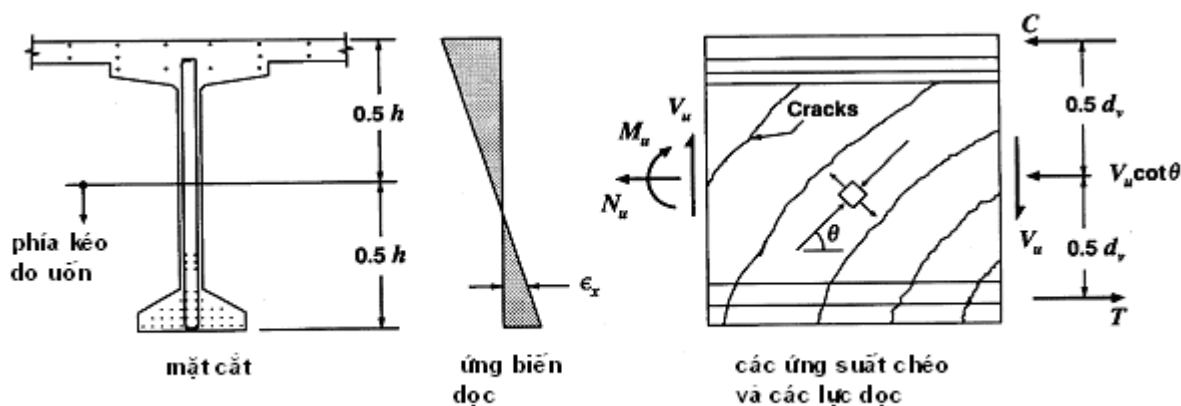
Nếu $V_u \geq 0,1 f'_c b_v d_v$, thì $s \leq 0,4 d_v; \leq 300 \text{ mm}$

Bước 7

Kiểm tra điều kiện đảm bảo cho cốt thép dọc không bị chảy dưới tác dụng tổ hợp của mô men, lực dọc trục và lực cắt.

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{M_u}{\phi_M d_v} + 0,5 \frac{N_u}{\phi_N} + \left(\frac{V_u}{\phi_V} - 0,5 V_s - V_p \right) \cot g \theta \quad (6.54)$$

Nếu biểu thức trên không được đảm bảo, cần tăng thêm hoặc cốt thép dọc chủ hoặc tổng diện tích cốt thép ngang sườn dầm.



Hình 6.21 Minh họa Ac

**BẢNG DIỆN TÍCH CỐT THÉP THEO AASHTO
ASTM A615M và A706M**

số hiệu thanh	Đ kính Φ , mm	Diện tích ngang ,mm ² , ứng với số thanh									Trọng lượng 1m dài ,Kg
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	
No10	9,5	71	142	213	284	355	426	497	568	639	0,56
No13	12,7	129	258	387	516	645	774	903	1032	1161	0,994
No16	15,9	199	398	597	796	995	1194	1393	1592	1791	1,552
No19	19,1	284	568	852	1136	1420	1704	1988	2272	2556	2,235
No22	22,2	387	774	1161	1548	1935	2322	2709	3096	3483	3,042
No25	25,4	510	1020	1530	2040	2550	3060	3570	4080	4590	3,973
No29	28,7	645	1290	1935	2580	3225	3870	4515	5160	5805	5,06
No32	32,3	819	1638	2457	3276	4095	4914	5733	6552	7371	6,404
No36	35,8	1006	2012	3018	4024	5030	6036	7042	8048	9054	7,907
No43	43	1452	2904	4356	5808	7260	8712	10164	11616	13068	11,38
No57	57,3	2581	5162	7743	10324	12905	15486	18067	20648	23229	20,24

Bảng 2: CÁC GIÁ TRỊ ξ_{gh} VÀ α_{gh} CHO MỘT SỐ CẤP BÊ TÔNG (Theo tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05)

f'_c	β_1	ξ_{gh}	α_{gh}
28	0,850	0,357	0,293
30	0,836	0,351	0,289
32	0,821	0,345	0,285
35	0,800	0,336	0,280
40	0,764	0,321	0,269

Chú thích: Các giá trị giới hạn tính theo công thức sau:

$$\xi_{gh} = 0,42\beta_1; \alpha_{gh} = \xi_{gh} \left(1 - \frac{\xi_{gh}}{2}\right); \beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \quad \text{Với: } 28 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 56 \text{ MPa}$$



Giáo trình Kỹ thuật công trình

Bê tông cốt thép dự ứng lực



1 Đại cương về BTCT ứng lực trước.

1 Khái niệm.

Trên dầm một nhịp, ta đặt vào một lực nén trước N (Hình 1a) và tải trọng sử dụng P (Hình 1b). Dưới tác dụng của tải trọng P , ở vùng dưới của dầm xuất hiện ứng suất kéo. Nhưng do ảnh hưởng của lực nén N , trong vùng dưới đó lại xuất hiện ứng suất nén. Ứng suất nén trước này sẽ triệt tiêu hoặc làm giảm ứng suất kéo do tải trọng sử dụng P gây ra. Để cho dầm không bị nứt, ứng suất tổng cộng trong vùng dưới không được vượt quá cường độ bị kéo R_k của bê tông.

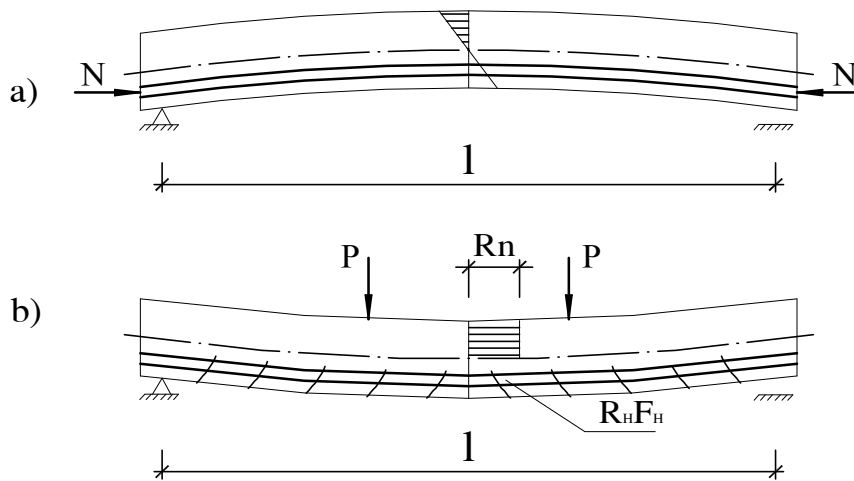
Để tạo ra lực nén trước người ta căng cốt thép rồi gắn chặt nó vào bê tông thông qua lực dính hoặc neo. Nhờ tính chất đàn hồi, cốt thép có xu hướng co lại và sẽ tạo nên lực nén trước N . Như trước khi tải trọng sử dụng P , Cốt thép đã bị căng trước còn bê tông thì đã bị nén trước.

2 Ưu – khuyết điểm của BTCT ứng lực trước.

a/. Ưu điểm:

1. Cần thiết và có thể dùng được thép cường độ cao.

Trong bê tông cốt thép thường, không dùng được thép cường độ cao, vì những khe nứt đầu tiên ở bê tông sẽ xuất hiện khi ứng suất trong cốt thép chịu kéo sigma mới chỉ đạt giá trị từ 200 đến 300 KG/cm². Khi dùng thép cường độ cao ứng suất trong cốt thép chịu kéo có thể đạt tới trị số 10000 đến 12000 KG/cm² hoặc lớn hơn. Điều đó làm xuất hiện các khe nứt rất lớn, vượt quá giá trị giới hạn cho phép.



Hình 1. Sự làm việc của dầm bê tông cốt thép

a) Khi chịu lực nén N đặt ở đầu dầm - b) khi chịu tải trọng sử dụng P

Trong bê tông cốt thép ứng lực trước, do có thể khống chế sự xuất hiện khe nứt bằng lực căng trước của cốt thép nên cần thiết và có thể dùng được thép cường độ cao. Kết quả là dùng ít thép hơn vào khoảng 10 đến 80%.

Hiệu quả tiết kiệm thép thể hiện rõ nhất trong các cấu kiện có nhịp lớn, phải dùng nhiều cốt chịu kéo như dầm, giàn, thanh kéo của vòm, cột điện, tường bể chứa, Xilo v.v ... (tiết kiệm 50 - 80% thép). Trong các cấu kiện nhịp nhỏ, do cốt cấu tạo chiếm tỉ lệ khá lớn nên tổng số thép tiết kiệm sẽ ít hơn (khoảng 15%).

Đồng thời cũng cần lưu ý rằng giá thành của thép tăng chậm hơn cường độ của nó. Do vậy dùng thép cường độ cao sẽ góp phần làm giảm giá thành công trình.

2. Có khả năng chống nứt cao hơn. (Do đó khả năng chống thấm tốt hơn).

Dùng bê tông cốt thép ULT, người ta có thể tạo ra các cấu kiện không xuất hiện các khe nứt trong vùng bê tông chịu kéo, hoặc hạn chế sự phát triển bề rộng của khe nứt, khi chịu tải trọng sử dụng. Do đó bê tông cốt thép ULT tỏ ra có nhiều ưu thế trong các kết cấu đòi hỏi phải có khả năng chống thấm cao như ống dẫn có áp, bể chứa chất lỏng và chất khí v.v ...

3. *Có độ cứng lớn hơn. (Do đó có độ võng và biến dạng bé hơn).*

Nhờ có độ cứng lớn, nên cấu kiện bê tông cốt thép ULT có kích thước tiết diện ngang thanh mảnh hơn so với cấu kiện bê tông cốt thép thường khi có cùng điều kiện chịu lực như nhau, vì vậy có thể dùng trong kết cấu nhịp lớn.

Ngoài các ưu điểm cơ bản trên, kết cấu bê tông cốt thép ULT còn có một số ưu điểm khác như:

- Nhờ có tính chống nứt và độ cứng tốt nên tính chống mỏi của kết cấu được nâng cao khi chịu tải trọng lặp đi lặp lại nhiều lần.

- Nhờ có ULT nên phạm vi sử dụng kết cấu bê tông cốt thép lắp ghép và nửa lắp ghép được mở rộng ra rất nhiều. Người ta có thể sử dụng biện pháp ULT để nối các mảnh rời của một kết cấu lại với nhau.

b/. Nhược điểm:

ULT không những gây ra ứng suất nén mà còn có thể gây ra ứng suất kéo ở phía đối diện làm cho bê tông có thể bị nứt.

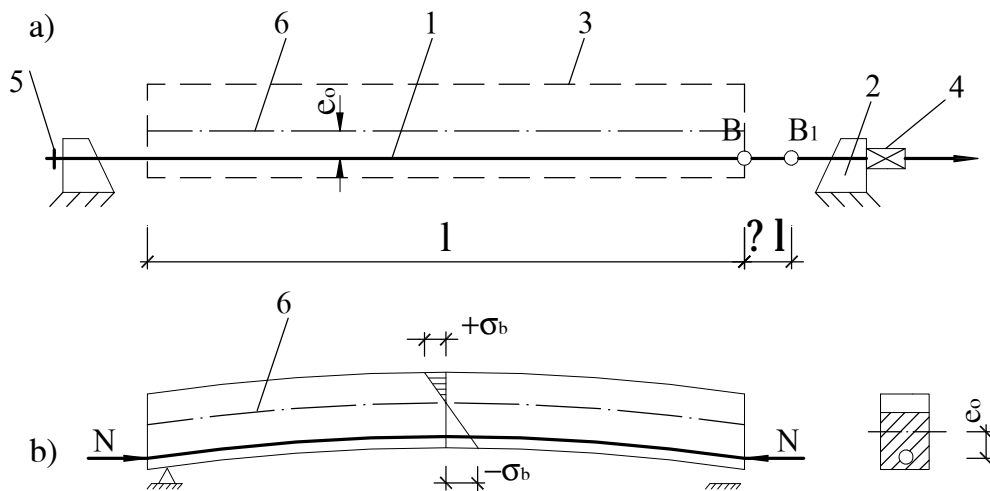
Việc chế tạo bê tông cốt thép ULT cần phải có thiết bị đặc biệt, có công nhân lành nghề và có sự kiểm soát chặt chẽ về kỹ thuật, nếu không sẽ có thể làm mất ULT do tuột neo, do mất lực dính. Việc bảo đảm an toàn lao động cũng phải đặc biệt lưu ý.

2. Các phương pháp gây ứng lực trước.

2.1 Phương pháp căng tr ớc (căng trên bệ).

Cốt thép ULT được neo một đầu cố định vào bệ còn đầu kia được kéo ra với lực kéo N (Hình 2a). Dưới tác dụng của lực N , Cốt thép được kéo trong giới hạn đàn hồi và sẽ giãn dài ra một đoạn Δ_1 , tương ứng với các ứng suất xuất hiện trong cốt thép, điểm B của thanh được dịch chuyển sang điểm B_1 , khi đó, đầu còn lại của cốt thép được cố định nốt vào bệ.

Tiếp đó, đặt các cốt thép thông thường khác rồi đổ bê tông. Đợi cho bê tông đông cứng và đạt được cần thiết R_0 thì thả các cốt thép ULT rời khỏi bệ (gọi là buông cốt thép). Như một lò xo bị kéo căng, các cốt thép này có xu hướng co ngắn lại à thông qua lực dính giữa nó với bê tông trên suốt chiều dài của cấu kiện, cấu kiện sẽ bị nén với giá trị bằng lực N đã dùng khi kéo cốt thép (Hình 2b).



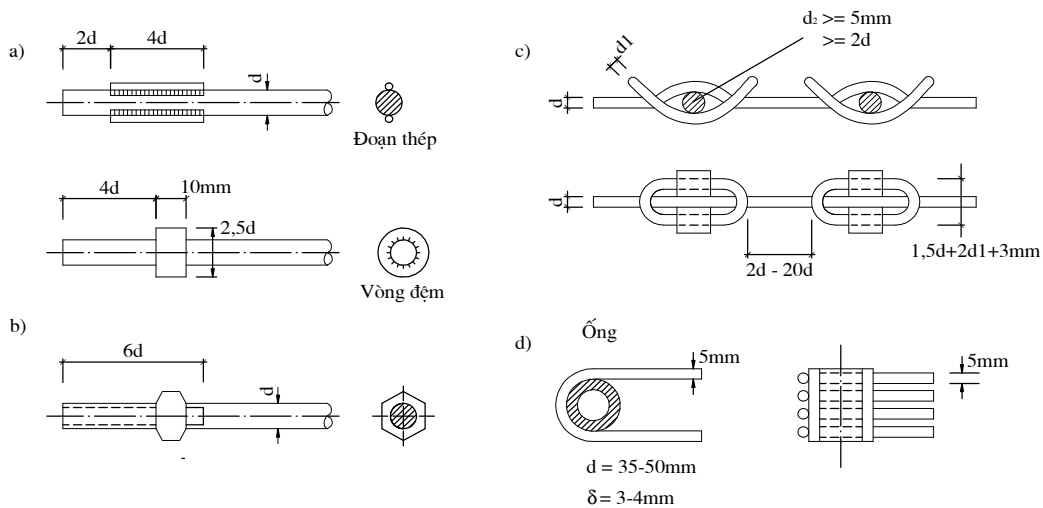
Hình 2. Sơ đồ phương pháp căng tr ớc

a) Tr-óc khi buồng cốt thép U_{LT} - b) Sau khi buồng cốt thép U_{LT}

1- Cốt thép ứng lực tr-óc; 2- Bộ căng; 3- Ván khuôn; 4- Thiết bị kéo thép;

5- Thiết bị cố định cốt thép ứng lực tr-óc; 6- Trục trung tâm.

Để tăng thêm lực dính giữa bê tông và cốt thép, người ta thường dùng cốt thép U_{LT} là cốt thép có gờ hoặc là cốt thép trơn được xoắn lại, hoặc là ở hai đầu có cấu tạo những mẫu neo đặc biệt (Hình 3).



Hình 3. Neo cốt thép trong phương pháp căng tr-óc

a) Hàn đoạn thép ngắn hay vòng đệm - b) Ren các gờ xoắn ốc
c) Neo loại vòng - c) Neo loại ống.

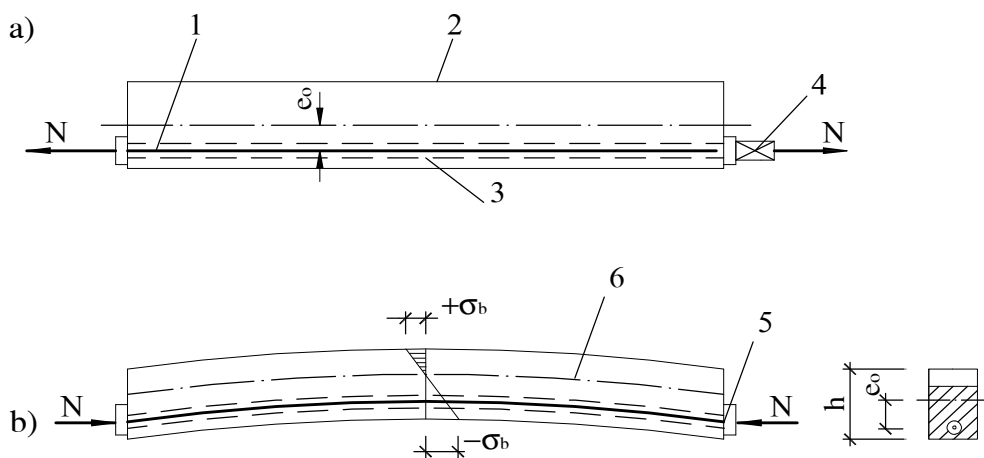
Phương pháp căng trước tỏ ra ưu việt đối với những cấu kiện sản xuất hàng loạt trong nhà máy. ở đó có thể xây dựng những bộ căng cố định có chiều dài từ 75 đến 150 m để một lần căng cốt thép có thể đúc được nhiều cấu kiện (ví dụ dầm, Panen). Cũng có thể sử dụng ván khuôn thép làm bộ căng.

2.2 Phương pháp căng sau (căng trên bê tông).

Trước hết đặt các cốt thép thông thường vào các ống rãnh bằng tôn, kẽm hoặc bằng vật liệu khác để tạo các rãnh dọc, rồi đổ bê tông. Khi bê tông đạt đến cường độ nhất định R_0 thì tiến thành luồn và căng cốt thép ULT tới ứng suất qui định. Sau khi căng xong, cốt ULT được neo chặt vào đầu cấu kiện (Hình 4). Thông qua các neo đó cấu kiện sẽ bị nén bằng lực đã dùng khi kéo căng cốt thép. Tiếp đó, người ta bơm vữa vào trong ống rãnh để bảo vệ cốt thép khỏi bị ăn mòn và tạo ra lực dính giữa bê tông với cốt thép.

Để bảo đảm tốt sự truyền lực nén lên cấu kiện, người ta chế tạo các loại neo đặc biệt như neo Freyssinet (Neo bó sợi thép khi dùng kích hai chiều - Hình 5).

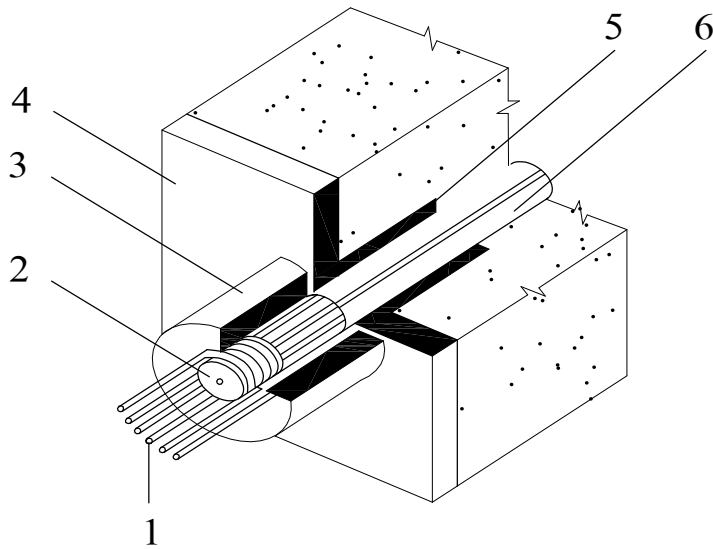
Neo kiểu cốc (Hình 6).



Hình 4. Sơ đồ phương pháp căng sau

a- Trong quá trình căng ; b- Sau khi căng.

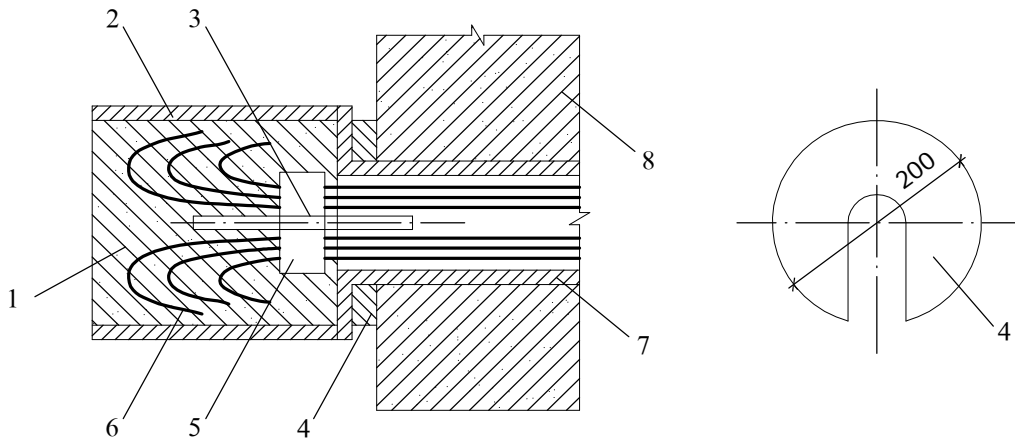
1- Cốt thép ULT; 2- Cấu kiện BTCT; 3- ống rãnh;
4- Thiết bị kích; 5- Neo; 6- Trục trung tâm



Hình 5. Neo bó sợi thép khi dùng kích hai chiều.

1- Bó sợi thép, 2- Chêm hình côn, 3- Khối neo bằng thép
4- Bản thép truyền lực, 5- Đoạn ống neo, 6- ống tạo rãnh

Phương pháp căng sau được sử dụng thích hợp để chế tạo các cấu kiện mà yêu cầu phải có lực nén bê tông tương đối hoặc các cấu kiện phải đổ bê tông tại chỗ. Nó còn được dùng để ghép các mảng của kết cấu có nhịp lớn (khoảng trên 30m) như nhịp cầu, các dầm, dàn v.v ...



Hình 6. Neo kiểu cốt.

1- Bê tông, 2- Cốt bằng thép, 3- Chốt thép, 4- Vòng đệm bằng thép
5- Vòng kẹp, 6- Bó sợi thép, 7- ống tạo rãnh, 8- Cấu kiện.

3 Các chỉ dẫn cơ bản về cấu tạo.

3.1 Vật liệu.

a. Bê tông và vữa.

Bê tông dùng trong cấu kiện bê tông cốt thép ULT là bê tông nặng có mác lớn hơn hoặc bằng 200. Việc lựa chọn mác bê tông phụ thuộc vào dạng, loại và đường kính của cốt thép căng, cũng như phụ thuộc vào việc có dùng neo hay không dùng neo. Ví dụ nếu dùng sợi thép có đường kính không lớn hơn $\Phi 5$ thì các thiết kế của bê tông lấy không nhỏ hơn 250, còn nếu sợi thép có đường kính không nhỏ hơn $\Phi 6$ thì mác thiết kế của bê tông lấy không nhỏ hơn 400. Ngoài ra việc lựa chọn mác bê tông còn phụ thuộc vào cường độ mà nó cần phải có khi bắt đầu gây ULT, cũng như vào loại tải trọng tác dụng lên cấu kiện. Thông thường, với kết cấu nhịp lớn dầm, dàn v.v ... nên dùng bê tông

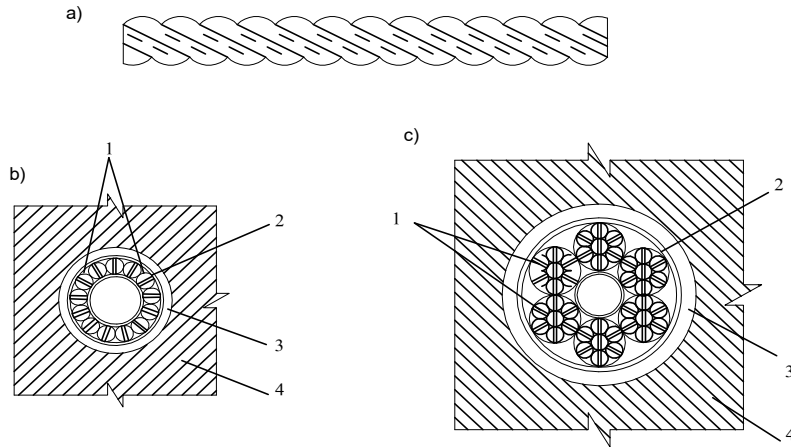
mác 400 hoặc 500, còn đối với kết cấu có nhịp thông thường như panen, xà gỗ v.v ... nên dùng bê tông mác 300 hoặc 350.

Vừa dùng để lấp các khe thi công, các mối nối của cấu kiện ghép, để làm lớp bảo vệ cốt thép và bảo vệ các neo, phải có mác từ 150 trở lên. Vừa dùng để bơm vào các ống rãnh phải có mác không nhỏ hơn 300 và phải dễ chảy, ít co ngót.

b. Thép.

Trong cấu kiện bê tông cốt thép ULT cần dùng thép cường độ cao, bởi vì trong quá trình chế tạo và sử dụng một phần ứng suất căng ban đầu bị mất đi. Tốt nhất là dùng sợi thép cường độ cao. Nhưng vì đường kính sợi thép quá bé (3 - 8 mm) nên số lượng thép trong cấu kiện khá nhiều, do đó gây khó khăn cho việc bố trí chúng.

Để khắc phục nhược điểm này, người ta thường dùng bó bện dây thừng hoặc các bó sợi không bện (Hình 7). Loại bó bện dây thừng, thường được chế tạo từ các sợi có đường kính từ 1,5 đến 5 mm. Loại các bó sợi thép không bện, thường gồm nhiều sợi thép đặt song song với nhau theo chu vi vòng tròn và tựa các đoạn lò so đặt cách nhau khoảng một mét. Số sợi trong một bó phụ thuộc vào số chêm trên kích (mỗi chêm giữ được hai sợi). Người ta thường dùng bó có 12, 18 và 24 sợi.



Hình 7. Các chế phẩm sợi thép

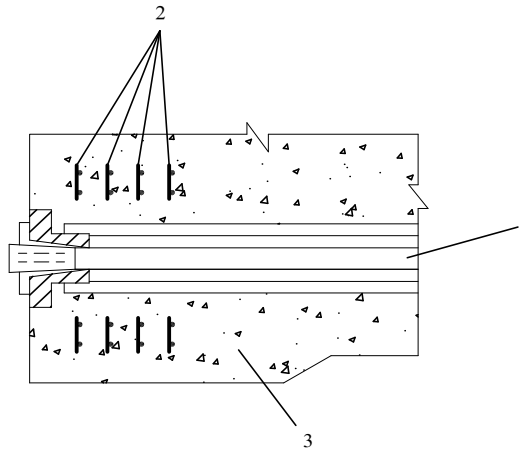
- a) Thép bện, b) Bó sợi không bện, c) Bó sợi gồm sáu dây thép bện, mỗi dây bảy sợi
 1- Sợi thép $\varphi 5$, 2- sợi thép $\varphi 1$ quấn ngoài bó sợi, 3- Thành ống rãnh, 4- cấu kiện.

Ngoài ra, có thể dùng cốt thép thanh có gờ từ nhóm thép cán nóng loại A - IV và loại gia công nhiệt A_T - IV trở lên.

Thông thường, khi chiều dài dưới 12m, nên dùng các loại thép thanh còn khi chiều dài cấu kiện lớn hơn 12 m thì nên dùng các sợi thép cường độ cao và dây cáp.

Khi cấu kiện làm việc trong các điều kiện đặc biệt như dưới áp lực của hơi, các chất lỏng, của vật liệu hạt thì nên dùng các sợi thép cường độ cao và cốt thép thanh thuộc nhóm A-V và A_T -V trở lên.

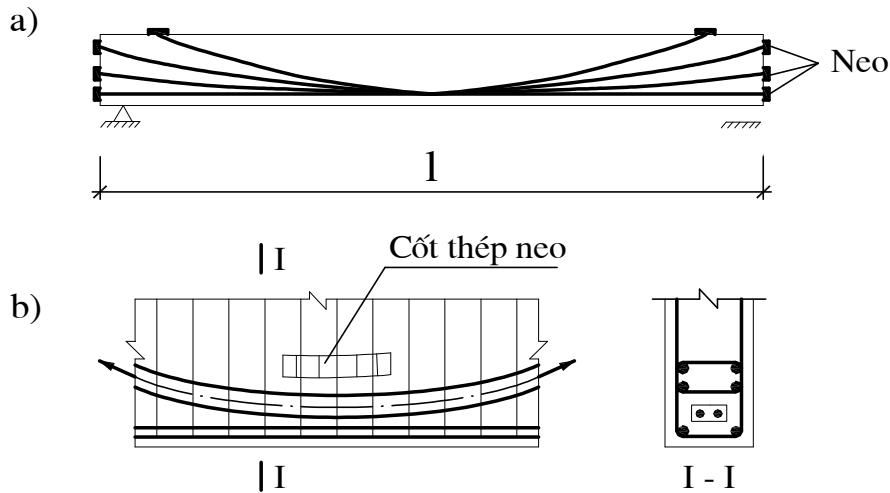
3.2. Bố trí và cấu tạo cốt thép.



Hình 8. Gia cố khu vực neo.

1- Bó sợi thép, 2- L-ới thép gia cố, 3- Phần tăng thêm KTTD ở miền gần neo.

Trong cấu kiện bê tông cốt thép ULT, việc bố trí cốt thép hợp lý để bảo đảm sự làm việc bình thường của cấu kiện trong quá trình chế tạo cũng như khi sử dụng là rất quan trọng.



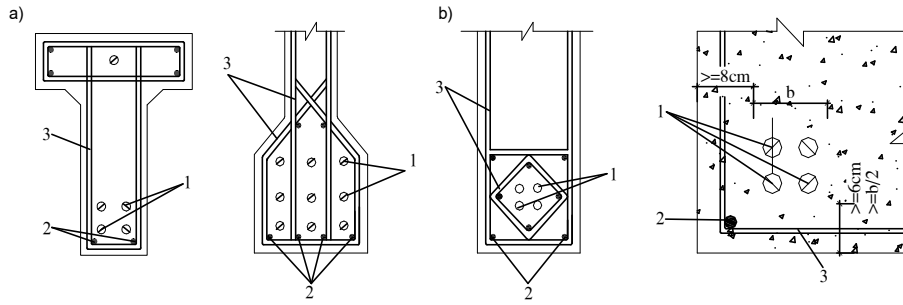
Hình 9. Sơ đồ đặt cốt thép ULT.

a) Đặt cốt cong, b) Đặt cốt thép phụ để gia cường bê tông.

Trong phương pháp căng trước, không được phép dùng sợi thép tròn không có gờ hoặc không gia công mặt ngoài để làm cốt thép ứng lực trước, vì trong nhiều trường hợp, lực dính với bê tông của sợi tròn trơn tỏ ra không đủ.

Để đảm bảo sự tập trung ứng suất, người ta còn cấu tạo các tấm thép dưới các neo, hoặc là uốn cong cốt thép để có thể đưa cốt thép lên phía trên của cấu kiện (Hình 9a). Tại các chỗ uốn cong của cốt thép, cần đặt thêm các cốt thép phụ để gia cường (Hình 9b).

Trong cấu kiện bê tông cốt thép ULT, ngoài các quy định trên người ta còn phải lưu ý đến việc bố trí khoảng cách giữa các cốt thép và lớp bê tông bảo vệ chúng. Trong phương pháp căng trước, việc cấu tạo tương tự như đối với bê tông cốt thép thường (Hình 10a). Trong phương pháp căng sau, nếu cốt thép ULT được đặt trong các rãnh thì chiều dài của lớp bê tông bảo vệ kể từ mặt ngoài của cấu kiện đến mặt trong rãnh lấy không nhỏ hơn 20 mm và không nhỏ hơn nửa đường kính rãnh, còn khi đường kính rãnh lớn hơn 32 mm thì lấy ít nhất bằng đường kính rãnh. Khi trong rãnh đặt một số bó, hoặc thanh cốt thép (Hình 10b) thì lớp bảo vệ lấy không nhỏ hơn 80 mm đối với các thành bên, không nhỏ hơn 60 mm và nhỏ hơn một nửa chiều rộng rãnh đối với các mặt đáy.



Hình 10. Bố trí cốt thép trong tiết diện ngang.

- a- Trong ph- ơng pháp căng tr- ớc; b- Trong ph- ơng pháp căng sau;
 1- cốt thép ứng lực tr- ớc; 2- cốt thép dọc th- ờng; 3- cốt đai th- ờng.

Khoảng cách giữa các rãnh không được bé hơn đường kính rãnh và không nhỏ hơn 50 mm, đồng thời phải chọn sao cho việc căng cốt thép được dễ dàng và không bị phá hoại cục bộ khi buông cốt thép.

4 Các chỉ dẫn cơ bản về tính toán cấu kiện BTCT ULT.

Giống như cấu kiện bê tông cốt thép thường, cấu kiện BTCT ULT cần phải được tính toán theo hai nhóm trạng thái giới hạn.

Khi tính cấu kiện bê tông cốt thép ULT theo nhóm trạng thái giới hạn thứ nhất ngoài việc tính theo cường độ, theo ổn định (nếu có khả năng mất ổn định), theo độ mỏi (nếu chịu tải trọng động), còn cần phải tính toán kiểm tra khi buông cốt thép trong giai đoạn chế tạo và cường độ chịu nén cục bộ của bê tông dưới các thiết bị neo.

Tính toán theo nhóm trạng thái giới hạn thứ hai bao gồm tính toán kiểm tra khả năng chống nứt và biến dạng của cấu kiện.

Việc tính toán theo hai nhóm trạng thái giới hạn để có liên quan mật thiết đến trị số ứng suất trong cốt thép và trong bê tông, cũng như các hao tổn ứng suất trong quá trình chế tạo và sử dụng cấu kiện.

4.1 Trị số ứng suất trong cốt thép và trong BT.

Trị số ứng suất trước cơ bản của cốt thép ULT là trị số giới hạn s_o và s'_o trong cốt thép căng trước F_H và F'_H (F_H và F'_H tương ứng được đặt trong miền kéo và nén của cấu kiện). Trị số này được chọn theo qui định của qui phạm.

Khi căng cốt thép bằng phương pháp cơ học:

Đối với thép thanh: $0,35R_{HC} \leq s_o \leq 0,95R_{HC}$

(1)

Đối với sợi thép cường độ cao: $0,25R_{HC} \leq s_o \leq 0,75R_{HC}$

(2)

Ngoài ra, để đo kiểm tra ứng suất trong cốt thép ULT thời điểm kết thúc việc căng trên bệ, hoặc tại vị trí đặt lực căng khi căng cốt thép trên bê tông, người ta đưa vào khái niệm ứng suất khống chế.

Khi căng cốt thép trên bệ:

Trị số ứng suất khống chế lấy bằng trị số s_o và s'_o sau khi đã kể đến các hao tổn ứng suất do biến dạng của neo (s_{neo}) và của ma sát (s_{ms}).

$$s_{HK} = s_o - s_{neo} - s_{ms}; \quad s'_{o} = s'_{o} - s'_{neo} - s'_{ms}$$

(3)

Khi căng trên bê tông:

$$s_{BK} = s_o - n_H s_{bH}; \quad s'_{HK} = s'_{o} - n_H s'_{bH}$$

(4)

Trong đó s_{bH} và s'_{bH} - UST trong bê tông ở ngang mức trọng tâm cốt thép F_H và F'_H (có kể đến các hao tổn ứng suất trước khi ép

bê tông); n_H - tỉ số giữa môđun đàn hồi của cốt thép căng E_H và môđun đàn hồi của bê tông E_b . $n_H = E_H/E_b$.

Trong thực tế, do sai số của các dụng cụ đo, do nhiều nguyên nhân chưa được xét đến một cách chính xác trong lúc tính toán v.v ... Để xét đến điều đó, người ta đưa vào hệ số độ chính xác khi căng cốt thép m_t .

Lấy m_t bằng 0,9 hoặc bằng 1,1 nếu việc giảm hoặc tăng ứng suất trong cốt thép là bất lợi đối với kết cấu. Lấy m_t bằng 1 khi tính toán các hao tổn UST trong cốt thép và khi tính toán theo sự mở rộng khe nứt, cũng như khi tính theo biến dạng.

Đối với bê tông để biến dạng từ biến và hao tổn ứng suất trong cốt thép không quá lớn, qui phạm qui định tỉ số giữa ứng suất nén trước s_{bH} trong bê tông và cường độ khối vuông R_o của bê tông lúc buồng cốt thép không được lớn hơn trị số giới hạn cho trong bảng 9.1.

Cường độ khối vuông R_o của bê tông lúc buồng cốt thép nên lấy không nhỏ hơn 0,8 lần cường độ khối vuông thiết kế, và không nhỏ hơn 140 kG/cm², còn khi dùng cốt thép thanh loại A_T - VI và dây cáp thì không được lấy nhỏ hơn 200 kG/cm².

Bảng .1. Trị số giới hạn của tỉ số s_{bH}/R_o

Trạng thái ứng suất của tiết diện	Phương pháp căng	Tỉ số s_{bH}/R_o khi nén	
		Đúng tâm	Lệch tâm
Ứng suất nén tăng khi ngoại lực tác	Căng trước	0,50	0,55
	Căng sau	0,45	0,50

dụng ứng suất nén giảm khi ngoại lực tác dụng	Căng trước Căng sau	0,65 0,55	0,75 0,65
--	------------------------	--------------	--------------

4.2 Sự hao ứng suất trong cốt thép ứng lực tr ớc.

Sau một thời gian, do rất nhiều nguyên nhân UST trong cốt thép bị giảm đi (thậm chí bị triệt tiêu và hiệu quả của UST hoàn toàn biến mất). Do đó việc đánh giá đầy đủ chính xác các nguyên nhân gây hao tổn ứng suất trong cốt thép UST là vấn đề hết sức quan trọng đối với việc thiết kế kết cấu bê tông cốt thép UST.

Căn cứ vào nguyên nhân gây hao tổn ứng suất, người ta chia ứng suất hao trong cốt thép UST ra làm tám loại cơ bản dưới đây.

1) Do tính chùng ứng suất của cốt thép

Hiện tượng chùng ứng suất là hiện tượng ứng suất ban đầu trong cốt thép UST giảm bớt theo thời gian trong khi chiều dài của cốt thép vẫn giữ nguyên không đổi.

Khi căng bằng phương pháp cơ học, ứng suất hao (kG/cm^2) được tính theo công thức sau:

$$s_{ch} = (0,22 \frac{s_o}{R_{HC}} - 0,1) s_o$$

Đối với sợi thép cường độ cao:

(5)

$$s_{ch} = 0,1 s_o - 200$$

Đối với cốt thép thanh:

(6)

Trị số s_o tính bằng kG/cm^2 và không kể đến các hao tổn ứng suất. Khi tính s_{ch} , nếu ra kết quả âm, thì xem như $s_{ch} = 0$.

2) Do sự chênh lệch nhiệt độ giữa cốt thép và thiết bị căng (s_{nh})

ứng suất hao s_{nh} xảy ra khi bê tông đông cứng trong điều kiện được dưỡng hộ nhiệt, và được tính theo (7)

$$s_{nh} = 12,5\Delta t ,$$

(7)

trong đó Δt - sự chênh lệch nhiệt độ giữa cốt thép và bộ căng tính bằng độ bách phân. Khi không đủ số liệu chính xác có thể lấy Δt bằng 65°C .

3) Do sự biến dạng của neo và sự ép sát các tấm đệm (s_{neo})

$$s_{nao} = \frac{l}{L} E_H$$

(8)

Trong đó L - chiều dài của cốt thép căng, tính bằng mm (trong phương pháp căng trước là khoảng cách giữa hai bộ căng, trong phương pháp căng sau là chiều dài của cốt thép nằm trong cấu kiện); l - tổng số biến dạng của bản thân neo, của khe hở tại neo, của sự ép sát các tấm đệm v.v...; lấy l theo số liệu thực nghiệm. Khi không có số liệu thực nghiệm có thể lấy $l = 2\text{mm}$ cho mỗi đầu neo.

4) Do sự ma sát của cốt thép với thành ống (s_{ms})

Trong phương pháp căng sau, s_{ms} được tính theo công thức

$$s_{ms} = s_0 \left(1 - \frac{1}{e^{kx+mq}} \right)$$

(9)

Trong đó e - cơ số lôgarit tự nhiên; k - hệ số xét đến sự chênh lệch vị trí đặt ống so với vị trí thiết kế (bảng 2); x - chiều dài đoạn ống

(tính bằng m) kể từ thiết bị căng dây gần nhất tới tiết diện tính toán; m - hệ số ma sát giữa cốt thép và thành ống (bảng 2); q - tổng góc quay của trục cốt thép, tính bằng radian.

Trong phương pháp căng trước, nếu có thiết bị gá lắp đặc biệt để tạo độ cong, thì s_{ms} tính theo công thức trên với $x = 0$ và $m = 0,25$.

Bảng .2. Hệ số k và m để xác định sự hao ứng suất ma sát

Loại ống rãnh	Trị số k	Trị số m khi cốt thép là	
		bó sợi thép	thanh có gờ
ống có bề mặt kim loại	0,003	0,35	0,40
ống với bề mặt bê tông	0	0,55	0,65
- Tạo nên bằng lõi cứng	0,0015	0,55	0,65
- Tạo nên bằng lõi mềm			

5) Do từ biến nhanh ban đầu của bê tông (s_{tbn})

Trong phương pháp căng trước, ứng suất hao này xảy ra ngay sau khi buông cốt thép để ép bê tông. Đối với bê tông khô cứng tự nhiên:

$$s_{tbn} = 500 \frac{s_{II}}{R_o} \text{ khi } \frac{s_{BH}}{R_o} \leq a$$

(10)

$$s_{tbn} = 500 \cdot 1000b \left[\frac{s_{bH}}{R_o} - a \right] \text{ khi } \frac{s_{bH}}{R_o} > a$$

(11)

Trong đó a, b - hệ số phụ thuộc vào mác bê tông, với bê tông mác không nhỏ hơn 300 thì $a = 0,6$ và $b = 1,5$; s_{bH} có kể đến các ứng suất hao: s_{ch} , s_{neo} và s_{ms} .

6) Do co ngót của bê tông (s_{co})

Đối với bê tông nặng, đông cứng tự nhiên, trị số s_{co} lấy theo bảng

3.

Bảng .3. Sự hao ứng suất trong cốt thép do co ngót của bê tông, kG/cm²

Mác bê tông	Phương pháp căng	
	Căng trước	Căng sau
£ M400	400	300
M500	500	350
≡ M600	600	500

Trong phương pháp căng sau, s_{co} có trị số bé hơn là vì trước khi buông cốt thép, bê tông đã co ngót được một phần. Biến dạng co ngót này không ảnh hưởng đến sự hao ứng suất trong cốt thép.

7) Do từ biến của bê tông (s_{bt})

Hao tổn do từ biến của bê tông xảy ra sau một quá trình chịu nén lâu dài. Đối với bê tông nặng

$$s_{tb} = 2000k \frac{s_{bH}}{R_0} \quad \text{khi } \frac{s_{bH}}{R_0} \leq 0,6;$$

(12)

$$s_{tb} = 400k \left[\frac{s_{bH}}{R_0} - 0,3 \right] \quad \text{khi } \frac{s_{bH}}{R_0} > 0,6$$

trong đó $k = 1$ đối với bê tông đông cứng tự nhiên, $k = 0,85$ đối với bê tông dưỡng hộ nhiệt; trị số s_{bH} được lấy bằng s_{bH} khi tính ứng suất hao do từ biến nhanh.

8) *Bê tông bị cốt thép vòng, hoặc cốt thép xoắn ốc ép lõm xuống* (s_{el})

Các cốt thép U/LT ép lõm mặt bê tông xuống, do đó đường kính vòng thép giảm đi, gây ra sự hao ứng suất.

Nếu đường kính của cấu kiện < 3 m, ứng suất hao lấy bằng $s_{el} = 300 \text{ kG/cm}^2$.

Nếu đường kính của cấu kiện ≥ 3 m, ứng suất này không đáng kể, có thể bỏ qua.

Ngoài các ứng suất hao cơ bản trên đây, trong một số trường hợp còn cần phải kể đến các ứng suất hao do biến dạng của khuôn thép, do độ ép sát các khối lắp ghép, do kết cấu chịu tải trọng rung động v.v...

Các ứng suất hao được chia thành hai nhóm: ứng suất hao xảy ra trong quá trình chế tạo cấu kiện cũng như khi ép bê tông s_{h1} và ứng suất hao xảy ra sau khi kết thúc ép bê tông s_{h2} .

Trong phương pháp căng trước:

$$\sigma_{h1} = \sigma_{ch} + \sigma_{nh} + \sigma_{neo} + \sigma_{ms} + \sigma_{tbn}; \quad \sigma_{h2} = \sigma_{co} + \sigma_{tb}$$

Trong phương pháp căng sau:

$$\sigma_{h1} = \sigma_{neo} + \sigma_{ms}; \quad \sigma_{h2} = \sigma_{ch} + \sigma_{co} + \sigma_{tb} + \sigma_{el}$$

Trong tính toán, tổng các ứng suất hao $s_h = s_{h1} + s_{h2}$ phải lấy ít nhất bằng 1000 kG/cm^2 .

5 Cấu kiện chịu kéo trung tâm.

Các cấu kiện thường gặp là thanh cánh hạ chịu kéo của dầm, thanh kéo cửa vòm, ống dẫn có áp và bể chứa tròn v.v...

5.1 Các giai đoạn của trạng thái ứng suất.

a. Cấu kiện căng tr-ớc.

Đặc điểm cần chú ý của trạng thái US - BD trong cấu kiện ULT chịu kéo trung tâm là giai đoạn I. Giai đoạn II và III như cấu kiện chịu kéo trung tâm thông thường (Hình 11a).

- Giai đoạn I_1 :

Cốt thép đặt vào khuôn nhưng chưa căng, ứng suất trong cốt thép bằng không.

- Giai đoạn I_2 :

Cốt thép được căng tới ứng suất khống chế rồi cố định vào bệ, đổ bê tông.

$$\sigma_{HK} = \sigma_0 - \sigma_{neo} - \sigma_{ms}$$

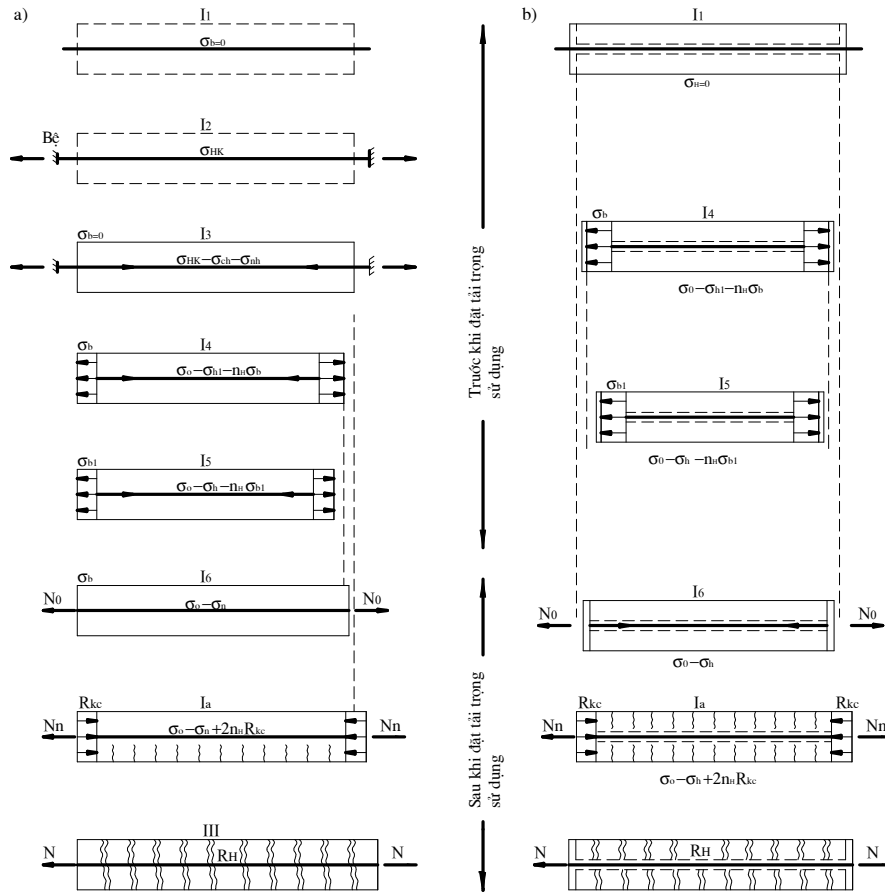
- *Giai đoạn I_3* : Trước khi bê tông đạt tới cường độ R_0 , do hiện tượng chùng ứng suất trong cốt thép, do chênh lệch nhiệt độ giữa cốt thép và thiết bị căng, sẽ xảy ra các ứng suất hao làm giảm ứng suất khống chế s_{HK} trong cốt thép ULT.

$$s_H = s_{HK} - s_{ch} - s_{nh}$$

- *Giai đoạn I_4* : Khi bê tông đạt cường độ R_0 thì buông cốt thép để ép bê tông. Lúc này phát sinh biến dạng từ biến nhanh ban đầu và xảy ra ứng suất hao s_{tbn} . Do đó ứng suất hao s_{h1} đạt giá trị lớn nhất:

$$s_{h1} = s_{neo} + s_{ms} + s_{ch} + s_{nh} + s_{tbn}$$

ở giai đoạn này, ứng suất trong cốt thép ULT bằng: $s_H = s_0 - s_{h1} - n_H s_b$



Hình 11. Các trạng thái ứng suất của cấu kiện ULT chịu kéo trung tâm.

a) Cấu kiện căng tr-ớc, b) Cấu kiện căng sau.

Ứng suất nén trước trong bê tông được tính theo công thức:

$$s_b = \frac{N_{01}}{F_{qd}}$$

(13)

Trong đó: $N_{01} = (\sigma_0 - \sigma_{h1}) F_H - \sigma_{tbn} F_a$

N_{o1} - lực nén khi bắt đầu buông cốt thép. F_{qd} - diện tích bê tông quy đổi.

$$F_{qd} = F_b + n_a F_a + n_H F_H \quad \text{với } n_a = E_a/E_b; n_H = E_H/E_b$$

- *Giai đoạn I₅*: Theo thời gian, do sự co ngót và từ biến của bê tông xảy ra thêm ứng suất hao s_{h2} , do đó ứng suất hao tổng cộng $s_h = s_{h1} + s_{h2}$ và ứng suất trong cốt thép ULT bằng:

$$s_H = s_o - s_h - n_H s_{b1}$$

- *Giai đoạn I₆*: Tải trọng tác dụng gây thêm ứng suất kéo trong cốt thép WLT. Khi ứng suất nén trước trong bê tông bị triệt tiêu thì ứng suất trong cốt thép bằng:

$$s_H = s_o - s_h$$

- *Giai đoạn I_a*: Tải trọng tăng lên cho đến khi ứng suất kéo trong bê tông đạt trị số R_K , khi cấu kiện sắp sửa bị nứt ứng suất trong cốt thép ứng lực trước sẽ là:

$$s_H = s_o - s_h + 2n_H R_K$$

- *Giai đoạn II*: Giai đoạn xuất hiện khe nứt. Lúc này toàn bộ lực kéo do cốt thép chịu. ứng suất kéo trong cốt thép ULT tăng lên hoàn toàn giống như sự tăng ứng suất trong cấu kiện thông thường không có UST.

- *Giai đoạn III*: Giai đoạn phá hoại. Khe nứt mở rộng. ứng suất trong cốt thép đạt tới cường độ giới hạn và xảy ra sự phá hoại.

Qua phân tích các giai đoạn nói trên của trạng thái ứng suất, có thể thấy việc gây ULT chỉ nâng cao khả năng chống nứt của cấu kiện, mà không nâng cao khả năng chịu lực của cấu kiện, vì sau khi khe

nút xuất hiện, cấu kiện bê tông cốt thép U_{LT} làm việc hoàn toàn giống như cấu kiện bê tông cốt thép thông thường.

b. *Cấu kiện căng sau.*

Trong phương pháp căng sau, các giai đoạn của trạng thái ứng suất cũng tương tự như trường hợp căng trước. Chỉ khác trạng thái ứng suất từ giai đoạn I₁ chuyển ngay sang giai đoạn I₄ mà không qua các giai đoạn I₂ và I₃ (Hình 11b).

- *Giai đoạn I₁*: Luồn cốt thép vào trong cấu kiện, nhưng chưa căng.

- *Giai đoạn I₄*: Căng cốt thép đạt tới ứng suất khống chế: $\sigma_{HK} = \sigma_0 - n_H \sigma_b$

$$s_b = \frac{(s_0 - s_{h1})F_H}{F_{qd}}$$

Sau đó cốt thép được neo lại. Lúc này, do biến dạng của neo và sự ép sát các tấm đệm, do ma sát giữa cốt thép và thành ống nên xảy ra ứng suất hao $s_{h1} = s_{neo} + s_{ms'}$, làm giảm ứng suất trong cốt thép U_{LT}.

$$s_H = s_0 - s_{h1} - n_H s_b.$$

Từ giai đoạn I₅ đến lúc phá hoại, trạng thái ứng suất trong bê tông và cốt thép giống như đối với cấu kiện căng trước.

5.2 Tính toán cấu kiện chịu kéo trung tâm.

a. *Tính theo cường độ (Giai đoạn sử dụng).*

Cơ sở dùng để tính toán theo cường độ là giai đoạn III. Ở giai đoạn này, xem toàn bộ tải trọng đều do cốt thép chịu, nên điều kiện bền sẽ là:

$$N \leq R_a F_a + m_H R_H F_H$$

(14)

trong đó m_H - hệ số kể đến điều kiện làm việc của cốt thép cường độ cao khi ứng suất của nó cao hơn giới hạn chảy qui ước và lấy theo bảng 4.

Bảng.4. Hệ số điều kiện làm việc của cốt thép cường độ cao m_H

Loại thép	M_H
A-IV và A _T -IV	1,20
A-V, A _T -V và sợi thép cường độ cao	1,15
A _T -VI	1,10

b. *Tính không cho phép nứt.*

Cơ sở dùng để tính toán cấu kiện không cho phép nứt là giai đoạn I_a của trạng thái ứng suất. Điều kiện để đảm bảo cho cấu kiện không hình thành khe nứt là:

$$N \leq R_k(F_b + 2n_H F_H + 2n_a F_a) + N_{02}$$

(15)

N - lực kéo dọc trục. N_{02} - lực kéo khi ứng suất kéo trong bê tông bị triệt tiêu.

$$N_{02} = (\sigma_0 - \sigma_h) F_H - \sigma_a F_a$$

(16)

Với $\sigma_a = \sigma_{tb} + \sigma_{co} + \sigma_{tb}$, F_b - diện tích tiết diện bê tông.

Đối với cấu kiện đòi hỏi có tính chống nứt cấp I và cấp II thì N lấy là tải trọng tính toán. Đối với cấu kiện có tính chất chống nứt cấp III thì tính toán để kiểm tra xem có cần thiết phải tính toán theo sự mở rộng khe nứt hay không và N lấy là tải trọng tiêu chuẩn.

c. *Tính theo sự mở rộng khe nứt.*

$$s_a = \frac{N_c - N_{o2}}{F_a + F_H}$$

(17)

s_a là độ tăng ứng suất trong cốt thép, kể từ lúc ứng suất nén trước trong bê tông triệt tiêu, cho đến lúc kết cấu chịu tải trọng tiêu chuẩn N_c .

d. *Tính theo sự khép kín khe nứt.*

Việc tính toán kiểm tra sự khép kín nứt được xuất phát từ đ/k: đảm bảo sao cho sau khi bị nứt và tải trọng tạm thời ngắn hạn đã qua đi thì dưới tác dụng của ứng suất trước trong cốt thép, khe nứt phải được khép kín lại.

Điều kiện:

Tại thứ ngoài cùng ở miền chịu kéo của cấu kiện cần phải tồn tại ứng suất nén trước s_b không nhỏ hơn 10 kG/cm^2 khi cấu kiện chỉ có tải trọng tĩnh và tải trọng dài hạn tác dụng.

Và: $\sigma_{o2} + \sigma_a < kR_{HC}$

(18)

s_{o2} - ứng suất trong cốt thép ULT sau khi đã kể đến tất cả các ứng suất hao; s_a - độ tăng ứng suất trong cốt thép, tính theo (17); k - hệ số lấy bằng 0,65 đối với sợi thép, và bằng 0,8 đối với thép thanh.

e. Kiểm tra c-ờng độ cấu kiện ở giai đoạn chế tạo.

Khi buông cốt thép ứng lực trước, cấu kiện có thể bị ép hỏng, cho nên cần phải kiểm tra cường độ của cấu kiện ở giai đoạn này (giai đoạn I₄) theo công thức

$$N_H < R_n F + R'_a F'_a$$

(19)

Trong đó N_H - lực nén bê tông khi buông cốt thép.

Đối với cấu kiện căng trước. $N_H = (1,1\sigma_0 - 3000)F_H$

(20)

Đối với cấu kiện căng sau: $N_H = 1,1 (\sigma_0 - n_H \sigma_b)F_H$

(21)

R_n^t - cường độ chịu nén của bê tông ở ngày thứ t (lúc buông cốt thép) nhân với hệ số điều kiện làm việc của bê tông m_b . Lấy $m_b = 1,1$ đối với sợi thép, $m_b = 1,2$ đối với thép thanh.

6 Cấu kiện chịu uốn.

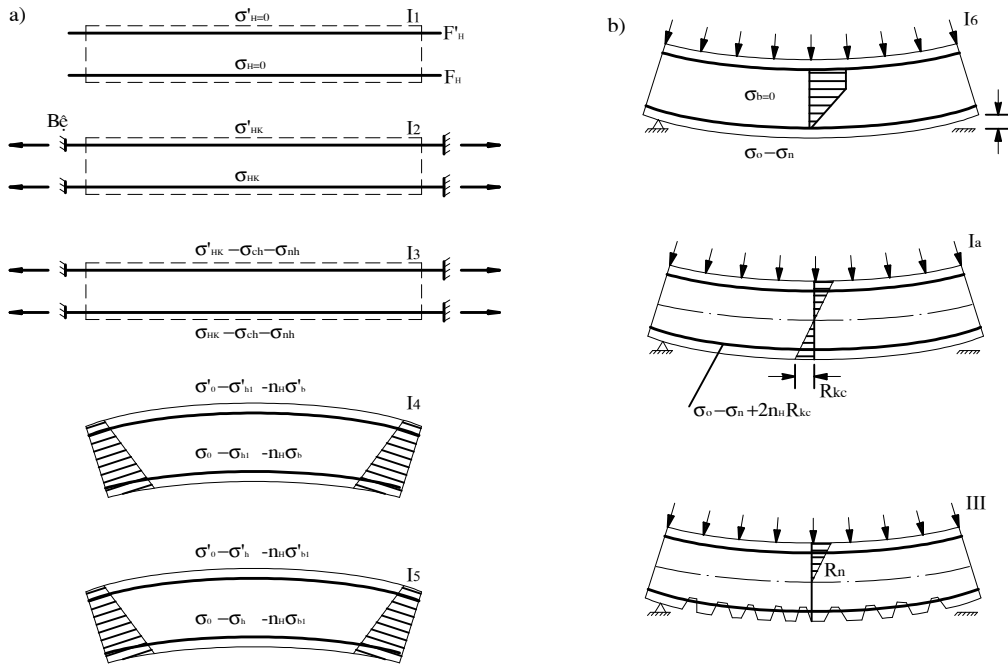
.6.1 Các giai đoạn của trạng thái ứng suất.

a. Cấu kiện căng tr-ớc.

Cũng giống như cấu kiện chịu kéo trung tâm, giai đoạn I được chia làm sáu giai đoạn trung gian, còn các giai đoạn khác tương tự như trong cấu kiện chịu uốn thông thường (Hình 12)

- *Giai đoạn I₁*: Đặt cốt thép F_H và F'_H vào khuôn.

- *Giai đoạn I₂*: Căng cốt thép bên dưới F_H và cốt thép bên F'_H tới ứng suất khống chế s_{HK} và s'_{HK} (thông thường $s_{HK} = s'_{HK}$) rồi cố định cốt thép vào bệ, tiến hành đổ bê tông.



Hình 12. Sự thay đổi ứng suất của cấu kiện ULT chịu uốn (C/k căng tr ớc).

a) Tr- ớc khi đặt tải trọng sử dụng, b) Sau khi đặt tải trọng sử dụng.

- *Giai đoạn I₃*: Trước khi bê tông đạt đến cường độ R_o , lúc này phát sinh các ứng suất hao s_{ch} và s_{nh} (nếu bê tông được đông cứng trong điều kiện dưỡng hộ nhiệt).

$$\sigma_H = \sigma_{HK} - \sigma_{ch} - \sigma_{nh}, \quad \sigma'_H = \sigma'_{HK} - \sigma'_{ch} - \sigma'_{nh};$$

- *Giai đoạn I₄*: Khi bê tông đạt cường độ R_o , bắt đầu buông cốt thép. Do cốt thép F_H và F'_H không bằng nhau ($F_H > F'_H$) nên cấu kiện bị ép lệch tâm và vồng lên phía trên. Trong giai đoạn này phát sinh thêm ứng suất hao s_{bt} . Do đó ứng suất hao đạt giá trị s_{bt} .

- *Giai đoạn I₅*: Theo thời gian xảy ra các ứng suất hao do co ngót (s_{co}) và từ biến (s_{tb}) của bê tông.

- *Giai đoạn I₆*: Tải trọng tác dụng, làm tăng ứng suất kéo trong cốt thép F_H và làm giảm ứng suất kéo trong cốt thép F'_H . Khi ứng suất nén trước của thớ bê tông ở ngang vị trí trọng tâm cốt thép F_H bị triệt tiêu thì ứng suất trong cốt thép F_H là $s_o - s_h$.

- *Giai đoạn I_a*: ứng suất trong miền bê tông chịu kéo đạt cường độ giới hạn R_K , bê tông sắp sửa nứt, ứng suất trong cốt thép F_H là $s_o - s_h + 2n_H R_K$. Giai đoạn này là cơ sở dùng để tính toán cấu kiện không cho phép hình thành khe nứt.

- *Giai đoạn II*: Khe nứt xuất hiện ở miền bê tông chịu kéo. Tất cả nội lực kéo đều do cốt thép chịu, nhưng ứng suất của cốt thép chịu kéo cũng như của bê tông chịu nén đều chưa đạt tới trị số giới hạn.

- *Giai đoạn III*: Khe nứt mở rộng, ứng suất trong cốt thép chịu kéo và của bê tông chịu nén đều đạt tới trị số giới hạn, cấu kiện bị phá hoại.

Trong giai đoạn này, khi ứng suất nén của bê tông đạt tới trị số giới hạn thì ứng suất trong cốt thép F'_H là

$$\sigma'_H = R'_H - m_1 (\sigma'_0 - \sigma'_h)$$

(22)

Trị số s'_H có thể dương (ứng suất nén) hoặc âm (ứng suất kéo). Nên thiết kế sao cho s'_H mang dấu dương vì trong trường hợp s'_H mang dấu âm thì sự có mặt của F'_H làm giảm khả năng chịu lực của cấu kiện U_LT.

b. *Cấu kiện căng sau.*

ở cấu kiện căng sau, trạng thái ứng suất từ giai đoạn I_1 chuyển ngay sang giai đoạn I_4 . Sau đó các giai đoạn của trạng thái ứng suất kế tiếp nhau xảy ra như trong cấu kiện căng trước.

6.2 Tính toán cấu kiện chịu uốn.

a. *Tính theo c-ờng độ trên tiết diện thẳng góc.*

Cách tính toán tương tự như cấu kiện bê tông cốt thép thường, chỉ khác là ở các công thức cơ bản có thêm thành phần cốt thép ứng lực trước. Đối với tiết diện chữ T trục trung hoà đi qua sườn (Hình 13), điều kiện cường độ là:

$$M \leq R_n b x (h_0 - 0,5x) + R_n (b'_c - b) h'_c (h_0 - 0,5h'_c) + R'_a F'_a (h_0 - a') + \sigma_H F'_H (h_0 - a'_H)$$

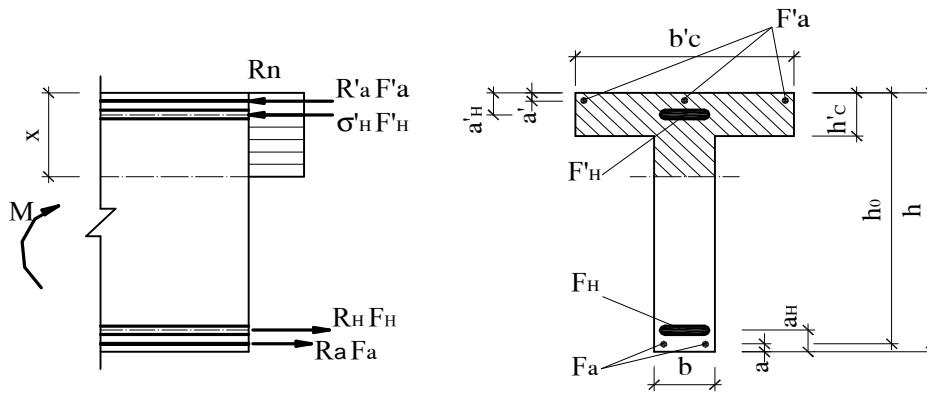
(23)

Chiều cao vùng chịu nén x được xác định từ công thức:

$$R_n [bx + (b'_c - b)h'_c] = m_H R_H F_H + R_a F_a - \sigma'_H F'_H = R'_a F'_a$$

(24)

Trong đó σ'_H - ứng suất trong cốt thép F'_H được xác định theo (22); m_H - hệ số kể đến điều kiện làm việc của cốt thép cường độ cao khi ứng suất cao hơn giới hạn chảy qui ước; m_H - được xác định theo tiêu chuẩn thiết kế.



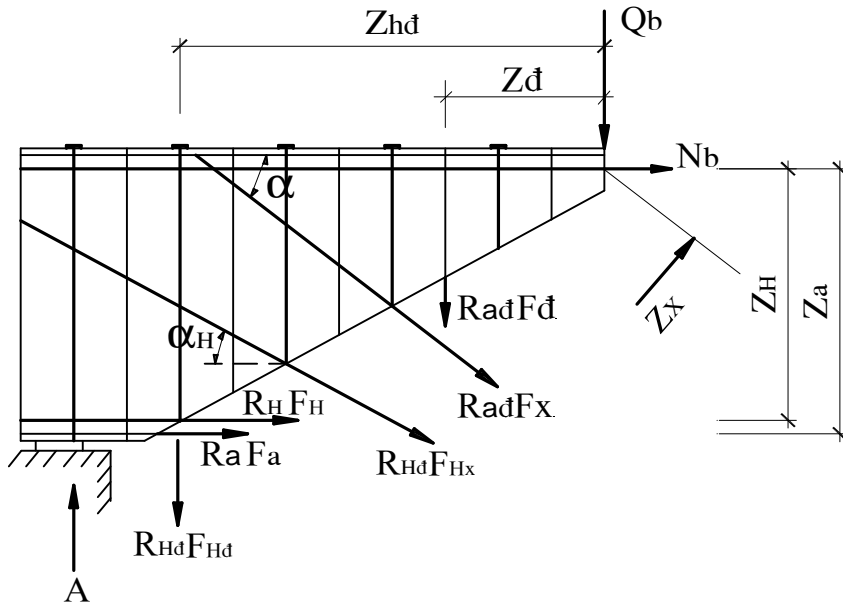
Hình 13. Sơ đồ tính tiết diện chữ T, cánh nằm trong vùng nén, trục trung hoà qua s ờn.

b. Tính theo c-ờng độ trên tiết diện nghiêng.

Để chịu lực trên tiết diện nghiêng trong cấu kiện U^LT chịu uốn ngoài cốt dọc, cốt xiên và cốt đai thường còn có cốt dọc và cốt ngang ứng lực trước (Hình 14). Việc tính toán cường độ trên tiết diện nghiêng chịu cắt được tiến hành tương tự như cấu kiện chịu uốn thông thường.

$$Q \leq Q_b + \sum R_{ad} F_d + \sum R_{ad} F_x \sin \alpha + \sum R_{Hd} F_{Hd} + \sum R_{Hd} F_{Hx} \sin \alpha \quad (25)$$

trong đó Q_b - khả năng chịu cắt bê tông; R_{ad} , R_{Hd} - cường độ tính toán về cắt của cốt thép thường và cốt thép U^LT.



Hình 14. Sơ đồ tính toán nội lực trên tiết diện nghiêng.

c. *Tính c- ứng độ cấu kiện ở giai đoạn chế tạo.*

Tính toán cấu kiện ở giai đoạn chế tạo bao gồm:

- Kiểm tra theo điều kiện về ứng suất nén giới hạn của bê tông (bảng 1) lúc bắt đầu buông cốt thép.

- Kiểm tra sự làm việc tổng thể của cấu kiện ở ngoài giai đoạn chế tạo. Việc kiểm tra được tiến hành như cấu kiện chịu nén lệch tâm thường mà ngoại lực là lực nén do cốt thép U_LT gây ra.

- Kiểm tra về việc chịu lực cục bộ của bê tông ở khu vực neo. Nếu khả năng chịu lực của miền bê tông dưới neo không đủ thì phải gia cường bằng các lưới cốt thép hoặc đệm thép.

d. *Tính toán không cho phép nứt.*

Để đảm bảo cho cấu kiện không hình thành khe nứt trên tiết diện thẳng góc thì phải thỏa mãn điều kiện

$$M \leq M_n$$

(26)

M - mômen uốn do ngoại lực gây ra. Đối với cấu kiện có tính chất chống nứt cấp I và II thì M là mômen tính toán; đối với cấu kiện có tính chất chống nứt cấp III thì M là mômen tiêu chuẩn; M_n - mômen mà cấu kiện chịu được ngay trước khi hình thành khe nứt. Cơ sở dùng để tính M_n là giai đoạn I_a của trạng thái ứng suất biến dạng.

$$M_n = R_k W_n + M_L$$

(27)

$R_k W_n$ là mômen chống nứt của cấu kiện bê tông cốt thép thường. Mômen chống nứt của cấu kiện U/LT được tăng lên nhờ M_L , do đó có thể điều chỉnh lực căng để cấu kiện không bị nứt.

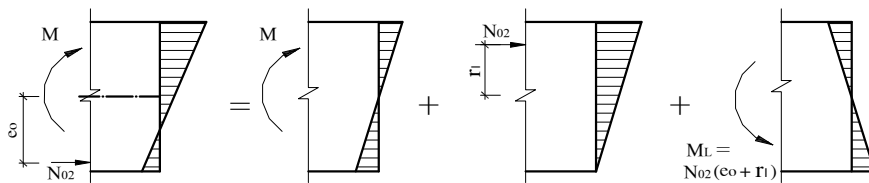
e. *Tính toán theo sự mở rộng và khép kín khe nứt*

Việc tính toán theo sự mở rộng và khép kín khe nứt được tiến hành tương tự như cấu kiện chịu uốn thông thường và cấu kiện U/LT chịu kéo trung tâm. Chỉ khác độ tăng ứng suất trong cốt thép s_a được tính theo công thức:

$$s_a = \frac{M^c - N_{o2}(Z_1 - e_H)}{(F_a + F_H)Z_1}$$

(28)

Z_1 - khoảng cách giữa hợp lực vùng chịu nén và hợp lực vùng chịu kéo; N_{o2} - lực nén trước bê tông ở giai đoạn sử dụng; e_H - khoảng cách từ điểm đặt của lực N_{o2} đến trục đi qua trọng tâm diện tích cốt thép chịu kéo.



Hình 15. Sơ đồ lực để xác định M_n

f. *Tính toán kiểm tra độ võng.*

Việc tính toán kiểm tra độ võng được tiến hành phụ thuộc vào tính chất chống nứt của cấu kiện.

Đối với cấu kiện không cho phép nứt, khi tính độ võng người ta xem cấu kiện như vật thể đàn hồi và dùng các công thức đã nêu trong môn cơ học kết cấu để tính toán.

Đối với cấu kiện có khe nứt ở vùng kéo, cách tính độ võng tương tự như cách tính đối với cấu kiện chịu uốn thông thường, chỉ khác là trong các công thức có thêm một vài số hạng để kể đến tác dụng của cốt thép U_LT.

Theo tiêu chuẩn mới nhất mà bộ xây dựng mới ban hành
TCXDVN 356 : 2005 "Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế"

TCXDVN 356 : 2005 thay thế cho TCVN 5574 : 1991

-Những yêu cầu bổ sung khi thiết kế kết cấu bê tông cốt thép ứng suất trước

1/ Giá trị của ứng suất trước s_{sp} và s'_{sp} tương ứng trong **cốt thép căng** s và s' cần được chọn với độ sai lệch p sao cho thoả mãn các điều kiện sau đây:

Formatted: Bullets and Numbering

$$\left. \begin{aligned} s_{sp}(s'_{sp}) + p &\leq R_{s,ser} \\ s_{sp}(s'_{sp}) - p &\geq 0,3R_{s,ser} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

trong đó: p tính bằng MPa, được xác định như sau:

- trong trường hợp căng bằng phương pháp cơ học: $p = 0,05s_{sp}$;
- trong trường hợp căng bằng phương pháp nhiệt điện và cơ nhiệt điện:

$$p = 30 + \frac{360}{l} \quad (2)$$

với l – chiều dài thanh **cốt thép căng** (khoảng cách giữa các mép ngoài của bệ), mm.

Trong trường hợp căng bằng thiết bị được tự động hóa, giá trị tử số 360 trong công thức (2) được thay bằng 90.

2/ Giá trị ứng suất s_{con1} và s'_{con1} tương ứng trong **cốt thép căng** s và s' được kiểm soát sau khi căng trên bệ lấy tương ứng bằng s_{sp} và s'_{sp} (xem điều 4.3.1) trừ đi hao tổn do biến dạng neo và ma sát của cốt thép (xem điều 4.3.3).

Formatted: Bullets and Numbering

Giá trị ứng suất trong **cốt thép căng** s và s' được khống chế tại vị trí đặt lực kéo khi căng cốt thép trên bê tông đã rắn chắc được lấy tương ứng bằng s_{con2} và s'_{con2} , trong đó các giá trị s_{con2} và s'_{con2} được xác định từ điều kiện đảm bảo ứng suất s_{sp} và s'_{sp} trong tiết diện tính toán. Khi đó s_{con2} và s'_{con2} được tính theo công thức:

$$s_{con2} = s_{sp} - a \left[\frac{p}{A_{red}} + \frac{P e_{0p} y_{sp}}{I_{red}} \right] \quad (3)$$

$$s'_{con2} =$$

Trong các công thức (3) và (4):

s_{sp}, s'_{sp} – xác định không kể đến hao tổn ứng suất;

P, e_{0p} – xác định theo công thức (8) và (9), trong đó các giá trị s_{sp} và s'_{sp} có kể đến những hao tổn ứng suất thứ nhất;

y_{sp}, y'_{sp} – xem điều 4.3.6;

$$a = E_s / E_b .$$

ứng suất trong cốt thép của **kết cấu tự ứng lực** được tính toán từ điều kiện cân bằng với ứng suất (tự gây ra) trong bê tông.

ứng suất tự gây của bê tông trong kết cấu được xác định từ mác bê tông theo khả năng tự gây ứng suất s_p có kể đến hàm lượng cốt thép, sự phân bố cốt thép trong bê tông (theo một trục, hai trục, ba trục), cũng như trong các trường hợp cần thiết cần kể đến hao tổn ứng suất do co ngót, từ biến của bê tông khi kết cấu chịu tải trọng.

chú thích: Trong các kết cấu làm từ bê tông nhẹ có cấp từ B7,5 đến B12,5, các giá trị s_{con2} và s'_{con2} không được vượt quá các giá trị tương ứng là 400 MPa và 550 MPa.

3/ Khi tính toán cấu kiện ứng lực trước, cần kể đến hao tổn ứng suất trước trong cốt thép khi căng:

- Khi căng trên bệ cần kể đến:
 - + những hao tổn thứ nhất: do biến dạng neo, do ma sát cốt thép với thiết bị nắn hướng, do chùng ứng suất trong cốt thép, do thay đổi nhiệt độ, do biến dạng khuôn (khi căng cốt thép trên khuôn), do từ biến nhanh của bê tông.
 - + những hao tổn thứ hai: do co ngót và từ biến của bê tông:
- Khi căng trên bê tông cần kể đến:

Formatted: Bullets and Numbering

- + những hao tổn thứ nhất: do biến dạng neo, do ma sát cốt thép với thành ống đặt thép (cáp) hoặc với bề mặt bê tông của kết cấu.
- + những hao tổn thứ hai: do chùng ứng suất trong cốt thép, do co ngót và từ biến của bê tông, do nén cục bộ của các vòng cốt thép lên bề mặt bê tông, do biến dạng mối nối giữa các khối bê tông (đối với các kết cấu lắp ghép từ các khối).

Hao tổn ứng suất trong cốt thép được xác định theo bảng 6 nhưng tổng giá trị các hao tổn ứng suất không được lấy nhỏ hơn 100 MPa.

Khi tính toán cấu kiện tự ứng lực chỉ kể đến hao tổn ứng suất do co ngót và từ biến của bê tông tùy theo mác bê tông tự ứng lực trước và độ ẩm của môi trường.

Đối với các **kết cấu tự ứng lực** làm việc trong điều kiện bão hòa nước, không cần kể đến hao tổn ứng suất do co ngót.

Bảng 6 – Hao tổn ứng suất

Các yếu tố gây hao tổn ứng suất trước trong cốt thép	Giá trị hao tổn ứng suất, MPa	
	khi căng trên bê	khi căng trên bê tông
A. Những hao tổn thứ nhất		
1. Chùng ứng suất trong cốt thép <ul style="list-style-type: none"> • khi căng bằng phương pháp cơ học 		

a) đối với thép sợi	$\left(0,22 \frac{s_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1\right) s_{sp}$	—
b) đối với thép thanh	$0,1s_{sp} - 20$	—
• khi căng bằng phương pháp nhiệt điện hay cơ nhiệt điện		
a) đối với thép sợi	$0,05s_{sp}$	—
b) đối với thép thanh	$0,03s_{sp}$	—
<p>ở đây: s_{sp}, MPa, được lấy không kể đến hao tổn ứng suất. Nếu giá trị hao tổn tính được mang dấu "trừ" thì lấy giá trị bằng 0.</p>		

Bảng 6 – Hao tổn ứng suất (tiếp theo)

Các yếu tố gây hao tổn ứng suất trước trong cốt thép	Giá trị hao tổn ứng suất, MPa	
	khi căng trên bê	khi căng trên bê tông
2. Chênh lệch nhiệt độ giữa cốt thép căng trong vùng bị nung nóng và thiết bị nhận lực căng khi bê tông bị nóng	<p>Đối với bê tông cấp từ B15 đến B40:</p> $1,25 \Delta t$ <p>Đối với bê tông cấp B45 và lớn hơn:</p> $1,0 \Delta t$ <p>trong đó: Δt – chênh lệch nhiệt độ giữa cốt thép được nung nóng và bê căng cố định (ngoài vùng nung nóng) nhận lực căng, °C. Khi thiếu số liệu chính xác lấy $\Delta t = 65^\circ\text{C}$.</p> <p>Khi căng cốt thép trong quá trình gia nhiệt tới trị số đủ để bù cho hao tổn ứng suất do chênh lệch nhiệt độ, thì hao tổn ứng suất do chênh lệch nhiệt độ lấy bằng 0.</p>	–
3. Biến dạng của neo đặt ở thiết bị căng	$\frac{\Delta l}{l} E_s$	$\frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} E_s$

<p>trong đó: Δl – biến dạng của các vòng đệm bị ép, các đầu neo bị ép cục bộ, lấy bằng 2 mm; khi có sự trượt giữa các thanh cốt thép trong thiết bị kẹp dùng nhiều lần, Δl xác định theo công thức:</p> $\Delta l = 1,25 + 0,15 d$ <p>với d – đường kính thanh cốt thép, mm;</p> <p>l – chiều dài cốt thép căng (khoảng cách giữa mép ngoài của các gối trên bề của khuôn hoặc thiết bị), mm.</p> <p>Khi căng bằng nhiệt điện, hao tổn do biến dạng neo không kể đến trong tính toán vì chúng đã được kể đến khi xác định độ giãn dài toàn phần của cốt thép</p>	<p>trong đó: Δl_1 – biến dạng của êcu hay các bản đệm giữa các neo và bê tông, lấy bằng 1 mm;</p> <p>Δl_2 – biến dạng của neo hình cốc, êcu neo, lấy bằng 1 mm.</p> <p>l – chiều dài cốt thép căng (một sợi), hoặc cấu kiện, mm.</p>
--	---

Bảng 6 – Hao tổn ứng suất (tiếp theo)

Các yếu tố gây hao tổn ứng suất trong cốt thép	Giá trị hao tổn ứng suất, MPa	
	khi căng trên bê	khi căng trên bê tông
<p>4. Ma sát của cốt thép</p> <p>a) với thành ống rãnh hay bề mặt bê tông</p>		$s_{sp} \left(1 - \frac{1}{e^{wc+dq}} \right)$ <p>trong đó: e – cơ số lôgarit tự nhiên; d, w – hệ số, xác định theo bảng 7; c – chiều dài tính từ thiết bị căng đến tiết diện tính toán, m; q – tổng góc chuyển hướng của trục cốt thép, radian; s_{sp} – được lấy không kể đến hao tổn ứng suất.</p>
<p>b) với thiết bị nấn hướng</p>	$s_{sp} \left(1 - \frac{1}{e^{dq}} \right)$ <p>trong đó: e – cơ số lôgarit tự nhiên; d – hệ số, lấy bằng</p>	

	<p>0,25;</p> <p>q – tổng góc chuyển hướng của trục cốt thép, radian;</p> <p>s_{sp} – được lấy không kể đến hao tổn ứng suất.</p>	
<p>5. Biến dạng của khuôn thép khi chế tạo kết cấu bê tông cốt thép ứng lực trước</p>	$h \frac{Dl}{l} E_s$ <p>trong đó: h– hệ số, lấy bằng:</p> <p>+ $h = \frac{n-1}{2n}$, khi căng cốt thép bằng kích;</p> <p>+ $h = \frac{n-1}{4n}$, khi căng cốt thép bằng phương pháp cơ nhiệt điện sử dụng máy tời (50% lực do tải trọng của vật nặng).</p>	–

Bảng 6 – Hao tổn ứng suất (tiếp theo)

Các yếu tố gây hao tổn ứng suất trong cốt thép	Giá trị hao tổn ứng suất, MPa	
	khi căng trên bệ	khi căng trên bê tông
	<p>n – số nhóm cốt thép được căng không đồng thời.</p> <p>Δl – độ dịch lại gần nhau của các gối trên bệ theo phương tác dụng của lực P, được xác định từ tính toán biến dạng khuôn.</p> <p>l – khoảng cách giữa các mép ngoài của các gối trên bệ căng.</p> <p>Khi thiếu các số liệu về công nghệ chế tạo và kết cấu khuôn, hao tổn do biến dạng khuôn lấy bằng 30 MPa.</p> <p>Khi căng bằng nhiệt điện, hao tổn do biến dạng khuôn trong tính toán không kể đến vì chúng đã được kể đến khi xác định độ giãn dài toàn phần của cốt thép.</p>	
6. Từ biến nhanh của bê tông		

<p>a) Đối với bê tông đóng rắn tự nhiên</p>	$40 \frac{s_{bp}}{R_{bp}} \text{ khi } \frac{s_{bp}}{R_{bp}} \leq a$ $40a + 85b \left(\frac{s_{bp}}{R_{bp}} - a \right) \text{ khi } \frac{s_{bp}}{R_{bp}} > a$ <p>trong đó a và b – hệ số, lấy như sau:</p> <p>$a = 0,25 + 0,025 R_{bp}$, nhưng không lớn hơn 0,8;</p> <p>$b = 5,25 - 0,185 R_{bp}$, nhưng không lớn hơn 2,5 và không nhỏ hơn 1,1;</p> <p>s_{bp} – được xác định tại mức trọng tâm cốt thép dọc s và s', có kể đến hao tổn theo mục 1 đến 5 trong bảng này.</p> <p>Đối với bê tông nhẹ, khi cường độ tại thời điểm bắt đầu gây ứng lực trước bằng 11 MPa hay nhỏ hơn thì thay hệ số 40 thành 60.</p>	
<p>b) Đối với bê tông được dưỡng hộ nhiệt</p>	<p>Hao tổn tính theo công thức ở mục 6a của bảng này, sau đó nhân với hệ số 0,85.</p>	

Bảng 6 – Hao tổn ứng suất (tiếp theo)

Các yếu tố gây hao tổn ứng suất trong cốt thép		Giá trị hao tổn ứng suất, MPa		
		khi căng trên bê		khi căng trên bê tông
B. Những hao tổn thứ hai				
7. Chùng ứng suất trong cốt thép				
a) Đối với thép sợi		–		$\left(0,22 \frac{s_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1\right) s_{sp}$
b) Đối với thép thanh		–		$0,1 s_{sp} - 20$ (xem chú giải cho mục 1 trong bảng này)
8. Co ngót của bê tông (xem điều 4.3.4)		Bê tông đóng rắn tự nhiên	Bê tông được dưỡng hộ nhiệt trong điều kiện áp suất khí quyển	Không phụ thuộc điều kiện đóng rắn của bê tông
Bê tông nặng	a) B35 và thấp hơn	40	35	30
	b) B40	50	40	35
	c) B45 và lớn hơn	60	50	40
Bê tông hạt nhỏ	d) nhóm A	Hao tổn được xác định theo mục 8a, b trong bảng này và nhân với hệ số 1,3		40

	e) nhóm B	Hao tổn được xác định theo mục 8a trong bảng này và nhân với hệ số 1,5		50
	f) nhóm C	Hao tổn được xác định theo mục 8a trong bảng này như đối với bê tông nặng đóng rắn tự nhiên		40
Bê tông nhẹ có cốt liệu nhỏ	g) loại đặc chắc	50	45	40
	h) loại có lỗ rỗng	70	60	50
9. Từ biến của bê tông (xem điều 4.3.4)				
a) Đối với bê tông nặng và bê tông nhẹ có cốt liệu nhỏ đặc chắc.		$150 a s_{bp} / R_{bp} \text{ khi } s_{bp} / R_{bp} \leq 0,75 ;$ $300 a (s_{bp} / R_{bp} - 0,375) \text{ khi } s_{bp} / R_{bp} > 0,75 ,$		
		<p>trong đó: s_{bp} – lấy như ở mục 6 trong bảng này;</p> <p>a – hệ số, lấy như sau:</p> <p>+ với bê tông đóng rắn tự nhiên, lấy $a = 1$;</p> <p>+ với bê tông được dưỡng hộ nhiệt trong điều kiện áp suất khí quyển, lấy $a = 0,85$.</p>		

Bảng 6 – Hao tổn ứng suất (kết thúc)

Các yếu tố gây hao tổn ứng suất trong cốt thép		Giá trị hao tổn ứng suất, MPa	
		khi căng trên bê	khi căng trên bê tông
b) Bê tông hạt nhỏ	nhóm A	Hao tổn được tính theo công thức ở mục 9a trong bảng này, sau đó nhân kết quả với hệ số 1,3	
	nhóm B	Hao tổn được tính theo công thức ở mục 9a trong bảng này, sau đó nhân kết quả với hệ số 1,5	
	nhóm C	Hao tổn được tính theo công thức ở mục 9a trong bảng này khi $a = 0,85$	
c) Bê tông nhẹ dùng cốt liệu nhỏ rỗng		Hao tổn được tính theo công thức ở mục 9a trong bảng này, sau đó nhân kết quả với hệ số 1,2	
10. ép cục bộ bề mặt bê tông do cốt thép có dạng đai xoắn hay dạng đai tròn (khi kết cấu có đường kính nhỏ hơn 3 m)		–	$70 - 0,22 d_{ext}$ trong đó: d_{ext} – đường kính ngoài của kết cấu, cm
11. Biến dạng nén do khe nối giữa các khối (đối với kết cấu lắp ghép từ các khối).		–	$n \frac{\Delta l}{l} E_s$ trong đó: n – số lượng khe nối giữa kết cấu và thiết bị khác theo chiều dài của cốt thép căng ;

		<p>Dl – biến dạng ép sát tại mỗi khe:</p> <ul style="list-style-type: none"> + với khe được nhồi bê tông, lấy $Dl = 0,3$ mm; + với khe ghép trực tiếp, lấy $Dl = 0,5$ mm; <p>l – chiều dài cốt thép căng, mm.</p>
<p>Ghi chú:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Hao tổn ứng suất trong cốt thép căng s' được xác định giống như trong cốt thép s; 2. Đối với kết cấu bê tông cốt thép tự ứng lực, hao tổn do co ngót và từ biến của bê tông được xác định theo số liệu thực nghiệm. 3. Ký hiệu cấp độ bền của bê tông xem điều 5.1.1. 		

Formatted: Bullets and Numbering

4/ Khi xác định hao tổn ứng suất do co ngót và từ biến của bê tông theo mục 8 và 9 trong bảng 6 cần lưu ý:

- a) Khi biết trước thời hạn chất tải lên kết cấu, hao tổn ứng suất cần được nhân thêm với hệ số j_l , xác định theo công thức sau:

$$j_l = \frac{4t}{100 + 3t} \quad (5)$$

trong đó: t – thời gian tính bằng ngày, xác định như sau:

- khi xác định hao tổn ứng suất do từ biến: tính từ ngày nén ép bê tông;
- khi xác định hao tổn ứng suất do co ngót: tính từ ngày kết thúc đổ bê tông.

- b) Đối với kết cấu làm việc trong điều kiện có độ ẩm không khí thấp hơn 40%, hao tổn ứng suất cần được tăng lên 25%. Trường hợp các kết cấu làm từ bê tông nặng, bê tông hạt nhỏ, làm việc trong vùng khí hậu nóng và không được bảo vệ tránh bức xạ mặt trời hao tổn ứng suất cần tính tăng lên 50%.
- c) Nếu biết rõ loại xi măng, thành phần bê tông, điều kiện chế tạo và sử dụng kết cấu, cho phép sử dụng các phương pháp chính xác hơn để xác định hao tổn ứng suất khi phương pháp đó được chứng minh là có cơ sở theo qui định hiện hành.

Bảng 7 – Các hệ số để xác định hao tổn ứng suất do ma sát cốt thép

Ống rãnh hay bề mặt tiếp xúc	Các hệ số để xác định hao tổn do ma sát cốt thép (xem mục 4, Bảng 6)		
	w	d khi cốt thép là	
		bó thép hay sợi thép	thanh có gờ
1. Loại ống rãnh – có bề mặt kim loại	0,0030	0,35	0,40
– có bề mặt bê tông tạo bởi khuôn bằng lõi cứng	0	0,55	0,65
– có bề mặt bê tông tạo bởi khuôn bằng lõi mềm	0,0015	0,55	0,65
2. Bề mặt bê tông	0	0,55	0,65

5/ Trị số ứng suất trước trong cốt thép đưa vào tính toán cần nhân với hệ số độ chính xác khi căng cốt thép g_{sp} :

Formatted: Bullets and Numbering

$$g_{sp} = 1 \pm \Delta g_{sp} \quad (6)$$

Trong công thức (6), lấy dấu "cộng" khi có ảnh hưởng bất lợi của ứng suất trước (tức là trong giai đoạn làm việc cụ thể của kết cấu hoặc một bộ phận đang xét của cấu kiện, ứng suất trước làm giảm khả năng chịu lực thúc đẩy sự hình thành vết nứt, v.v...); lấy dấu "trừ" khi có ảnh hưởng có lợi.

Trong trường hợp tạo ứng suất trước bằng phương pháp cơ học, giá trị Δg_{sp} lấy bằng 0,1; khi căng bằng phương pháp nhiệt điện và cơ nhiệt điện Δg_{sp} được xác định bằng công thức:

$$Dg_{sp} = 0,5 \frac{P}{S_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) \quad (7)$$

nhưng lấy không nhỏ hơn 0,1;

trong công thức (7):

p , S_{sp} – xem điều 4.3.1;

n_p – số lượng thanh cốt thép căng trong tiết diện cấu kiện.

Khi xác định hao tổn ứng suất trong cốt thép, cũng như khi tính toán theo điều kiện mở rộng vết nứt và tính toán theo biến dạng cho phép lấy giá trị Dg_{sp} bằng không.

6/ ứng suất trong bê tông và cốt thép, cũng như lực nén trước trong bê tông dùng để tính toán kết cấu bê tông ứng lực trước được xác định theo chỉ dẫn sau:

Formatted: Bullets and Numbering

ứng suất trong tiết diện thẳng góc với trục dọc cấu kiện được xác định theo các nguyên tắc tính toán vật liệu đàn hồi. Trong đó, tiết diện tính toán là tiết diện tương đương bao gồm tiết diện bê tông có kể đến sự giảm yếu do các ống, rãnh và diện

tích tiết diện các cốt thép dọc (căng và không căng) nhân với hệ số α là tỉ số giữa mô đun đàn hồi của cốt thép E_s và bê tông E_b . Khi trên tiết diện có bê tông với nhiều loại và cấp độ bền khác nhau, thì phải quy đổi về một loại hoặc một cấp dựa trên tỉ lệ mô đun đàn hồi của chúng.

ứng lực nén trước P và độ lệch tâm của nó e_{0p} so với trọng tâm của tiết diện quy đổi được xác định theo các công thức:

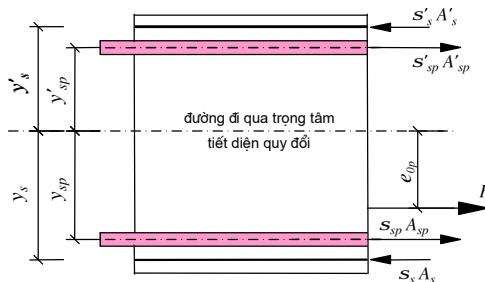
$$P = s_{sp}A_{sp} + s'_sA'_s - s_sA_s - s'_sA'_s \tag{8}$$

$$e_{0p} = \frac{s_{sp}A_{sp}y_{sp} + s'_sA'_sy'_s - s'_sA'_sy'_{sp} - s_sA_sy_s}{P} \tag{9}$$

trong đó:

s_s và s'_s – tương ứng là ứng suất trong cốt thép không căng s và s' gây nên do co ngót và từ biến trong bê tông;

y_{sp} , y'_{sp} , y_s , y'_s – tương ứng là các khoảng cách từ trọng tâm tiết diện quy đổi đến các điểm đặt hợp lực của nội lực trong **cốt thép căng** s và không căng s' (Hình 1).



Hình 1 – Sơ đồ lực nén trước trong cốt thép trên tiết diện ngang của cấu kiện bê tông cốt thép

Trong trường hợp **cốt thép căng** có dạng cong, các giá trị s_{sp} và s'_{sp} cần nhân với $\cos q$ và $\cos q'$, với q và q' tương ứng là

góc nghiêng của trục cốt thép với trục dọc cấu kiện (tại tiết diện đang xét).

Các ứng suất s_{sp} và s'_{sp} được lấy như sau:

- a) Trong giai đoạn nén trước bê tông: có kể đến các hao tổn thứ nhất.
- b) Trong đoạn sử dụng: có kể đến các hao tổn thứ nhất và thứ hai

Giá trị các ứng suất s_s và s'_s lấy như sau:

- c) Trong giai đoạn nén trước bê tông: lấy bằng hao tổn ứng suất do từ biến nhanh theo mục 6 bảng 6.
- d) Trong giai đoạn sử dụng: lấy bằng tổng các hao tổn ứng suất do co ngót và từ biến của bê tông theo mục 6, 8 và 9 bảng 6.

7 / ứng suất nén trong bê tông s_{bp} trong giai đoạn nén trước bê tông phải thỏa mãn điều kiện: tỷ số s_{bp}/R_{bp} không được vượt quá giá trị cho trong Bảng 8.

Formatted: Bullets and Numbering

ứng suất s_{bp} xác định tại mức thõ chịu nén ngoài cùng của bê tông có kể đến hao tổn theo mục 1 đến 6 bảng 6 và với hệ số độ chính xác khi căng cốt thép $g_{sp} = 1$.

Bảng 8 – Tỷ số giữa ứng suất nén trong bê tông s_{bp} ở giai đoạn nén trước và cường độ của bê tông R_{bp} khi bắt đầu chịu ứng lực trước (s_{bp}/R_{bp})

Trạng thái ứng suất của tiết diện	Phương pháp căng cốt thép	Tỷ số s_{bp}/R_{bp} không lớn hơn	
		khi nén	khi nén

		đúng tâm	lệch tâm
1. ứng suất bị giảm hay không đổi khi kết cấu chịu tác dụng của ngoại lực	Trên bệ (căng trước)	0,85	0,95*
	Trên bê tông (căng sau)	0,70	0,85
2. ứng suất bị tăng khi kết cấu chịu tác dụng của ngoại lực	Trên bệ (căng trước)	0,65	0,70
	Trên bê tông (căng sau)	0,60	0,65
<p>* áp dụng cho các cấu kiện được sản xuất theo điều kiện tăng dần lực nén, khi có các chi tiết liên kết bằng thép tại gối và cốt thép gián tiếp với hàm lượng thép theo thể tích $m_v \geq 0,5\%$ (xem điều 8.5.3) trên đoạn không nhỏ hơn chiều dài đoạn truyền ứng suất l_p (xem điều 5.2.2.5), cho phép lấy giá trị $s_{bp}/R_{bp} = 1,0$.</p> <p>Ghi chú: Đối với bê tông nhẹ từ cấp B7,5 đến B12,5, giá trị s_{bp}/R_{bp} nên lấy không lớn hơn 0,3.</p>			

Formatted: Bullets and Numbering

8 Đối với kết cấu ứng lực trước **mà có** dự kiến trước đến việc điều chỉnh ứng suất nén trong bê tông trong quá trình sử dụng (ví dụ: trong các lò phản ứng, bể chứa, tháp truyền hình), cần sử dụng **cốt thép căng** không bám dính, thì cần có các biện pháp có hiệu quả để bảo vệ cốt thép không bị ăn mòn. Đối với các kết cấu ứng suất trước không bám dính, cần tính toán theo các yêu cầu khả năng chống nứt cấp 1.



KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP

PHẦN CẤU KIỆN CƠ BẢN



KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP

PHẦN CẤU KIỆN CƠ BẢN

Chương 1



Chương 1: MỞ ĐẦU.

Chương 2: TÍNH NĂNG CƠ LÝ CỦA VẬT LIỆU.

Chương 3: NGUYÊN LÝ CẤU TẠO & TÍNH TOÁN BTCT.

Chương 4: CẤU KIỆN CHỊU UỐN.

Chương 5: SÀN PHẪNG.

Chương 6: CẤU KIỆN CHỊU NÉN.

Chương 7: CẤU KIỆN CHỊU KÉO.

Chương 8: CẤU KIỆN CHỊU UỐN XOẮN.

Chương 9: TÍNH TOÁN CẤU KIỆN BTCT THEO TTGH THỨ II.

Chương 10: BÊ TÔNG CỐT THÉP ỨNG LỰC TRƯỚC.

Tài liệu: -Kết cấu BTCT-phần cấu kiện cơ bản, Phan Quang Minh (chủ biên).

-Kết cấu Bê tông và BTCT-Tiêu chuẩn thiết kế TCXDVN 356-2005.

1.1. BẢN CHẤT CỦA BÊ TÔNG CỐT THÉP:

Bê tông cốt thép là vật liệu xây dựng phức hợp do BT và cốt thép cùng cộng tác chịu lực:

Bê tông là đá nhân tạo được chế tạo từ các vật liệu rời (Cát, sỏi,... gọi là cốt liệu) và chất kết dính (Xi măng hoặc các chất dẻo). **Chịu nén tốt, chịu kéo kém.**

Cốt thép: chịu kéo, nén đều tốt.

Xét thí nghiệm đơn giản sau:

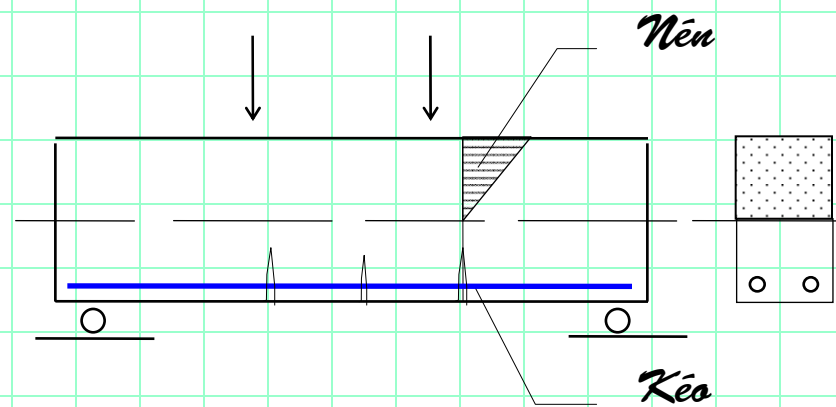
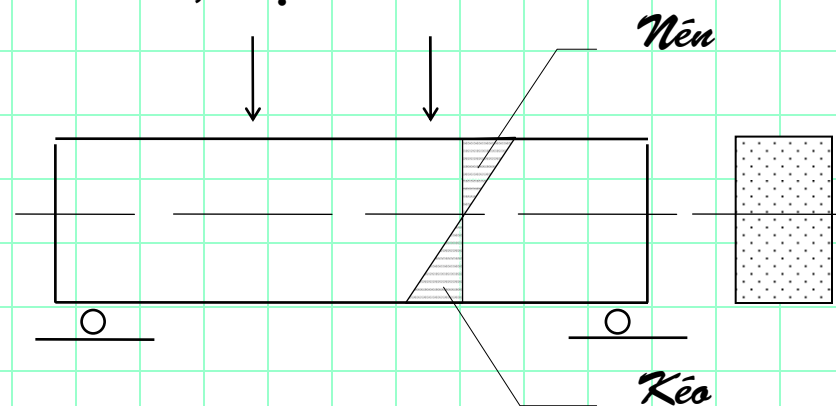
- Uốn một dầm bê tông (không cốt thép):

phá hoại khá sớm do vết nứt xuất hiện ở vùng bê tông chịu kéo. Như vậy khả năng chịu lực của BT vùng nén chưa được tận dụng hết

- Cũng dầm tương tự như vậy nhưng nếu đặt một lượng cốt thép thích hợp vào vùng bê tông chịu kéo:

Dầm BTCT chỉ bị phá hoại khi BT vùng nén bị ép vỡ hoặc cốt thép chịu kéo bị đứt.

Mặc khác thép chịu kéo và nén đều tốt nên có thể đặt thép vào cả vùng chịu nén.





Vậy thực chất bê tông cốt thép là một vật liệu xây dựng hỗn hợp mà trong đó bê tông và cốt thép đã liên kết hợp lý với nhau để cùng làm việc trong một kết cấu.

Sở dĩ bê tông và cốt thép có thể cùng làm việc được là do:

- **Lực dính bám giữa BT và cốt thép:** Bê tông khi ninh kết dính chặt với cốt thép nên ứng lực có thể truyền từ BT sang cốt thép và ngược lại, nhờ đó có thể khai thác hết khả năng chịu lực của cốt thép, hạn chế bề rộng khe nứt...
- **Giữa bê tông và thép không xảy ra phản ứng hóa học:** Bê tông bao bọc bảo vệ cốt thép không bị han rỉ và ngăn ngừa tác dụng có hại của môi trường đối với thép.
- **Bê tông và thép có hệ số giãn nở nhiệt gần bằng nhau** ($\alpha_{ct} = 1,2 \cdot 10^{-5}$; $\alpha_b = 10^{-5} \sim 1,5 \cdot 10^{-5}$). Nên khi nhiệt độ thay đổi trong phạm vi thông thường dưới 100°C thì ứng suất (ban đầu) xảy ra trong vật liệu không đáng kể.

1.2. PHÂN LOẠI BTCT:

1.2.1 Phân loại theo phương pháp chế tạo :

a. **Bê tông cốt thép toàn khối (BTCT đổ tại chỗ):**

Tiến hành ghép ván khuôn, đặt cốt thép và đổ BT ngay tại vị trí thiết kế của kết cấu.



1.2. PHÂN LOẠI BTCT:

Chương 1



1.2.1 Phân loại theo phương pháp chế tạo :

a. **Bê tông cốt thép toàn khối** (BTCT đổ tại chỗ):

Tiến hành ghép ván khuôn, đặt cốt thép và đổ BT ngay tại vị trí thiết kế của kết cấu.

* **Ưu điểm:** - Các cấu kiện liên kết toàn khối nên kết cấu có độ cứng lớn, chịu tải trọng động tốt.

- Có thể chế tạo các cấu kiện theo hình dáng tùy ý.

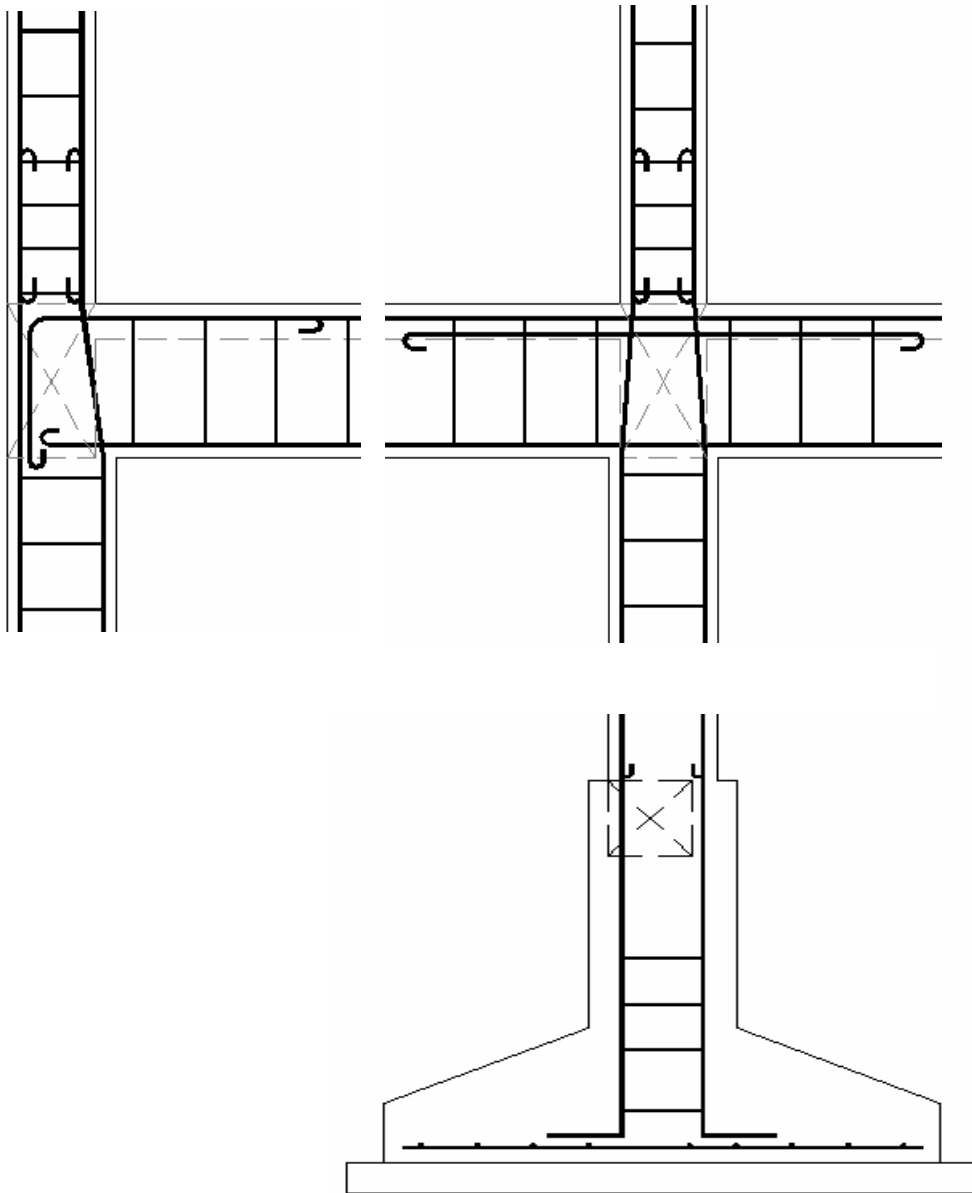
* **Nhược điểm:** - Tốn vật liệu làm ván khuôn, đà giáo.
- Thi công chịu ảnh hưởng thời tiết.

b. **Bê tông cốt thép lắp ghép** (cấu kiện BTCT chế tạo sẵn):

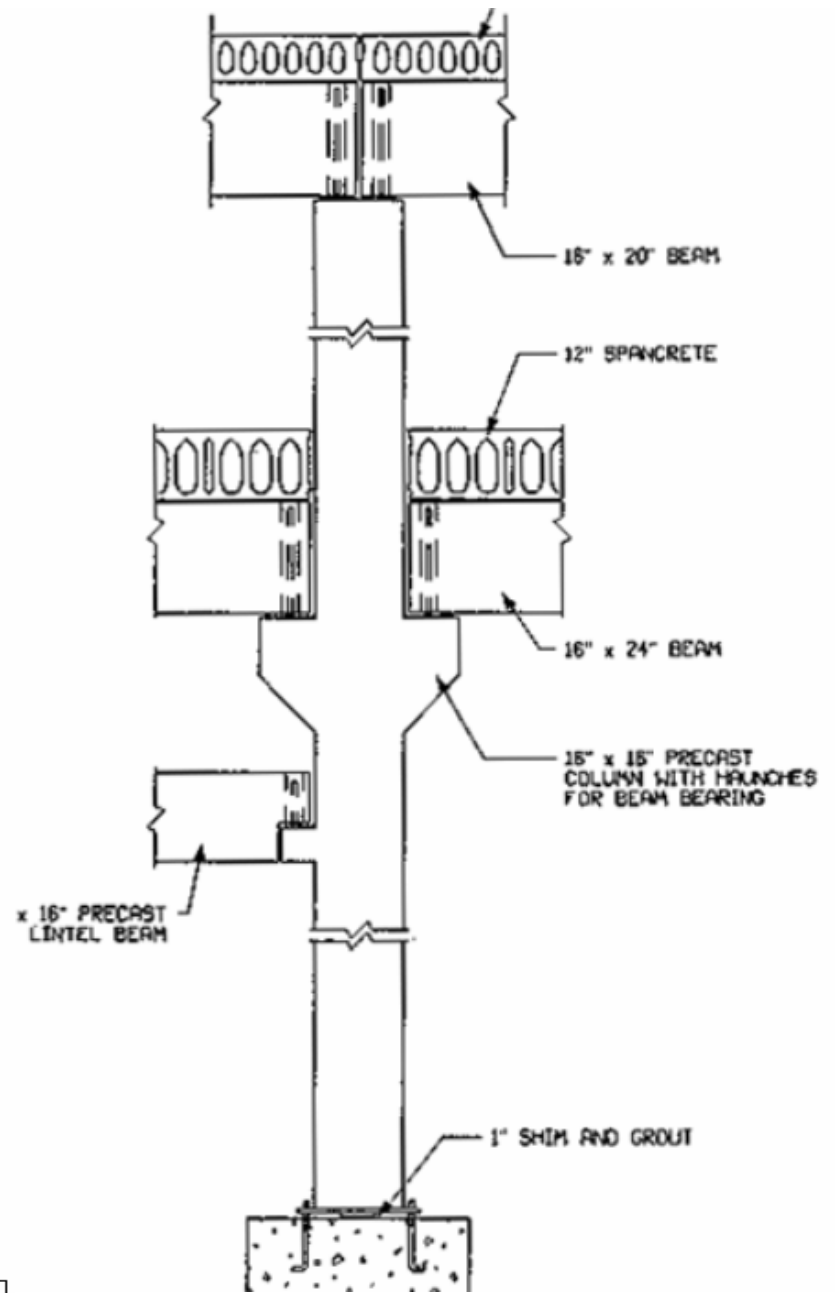
Phân kết cấu thành các cấu kiện riêng biệt để có thể chế tạo sẵn rồi đem lắp ghép lại thành kết cấu tại vị trí thiết kế. PP này khắc phục phần nào nhược điểm của BT toàn khối.

* **Ưu điểm:** - Có điều kiện Công nghiệp hóa trong thi công xây dựng.
- Tiết kiệm vật liệu làm ván khuôn.
- Rút ngắn thời gian thi công, đảm bảo chất lượng.. ..

* **Nhược điểm:** - Cần có các phương tiện vận chuyển, cầu lắp.
- Xử lý các mối nối phức tạp.
- Độ cứng của kết cấu không lớn.



BÊ TÔNG CỐT THÉP TOÀN KHỐI



BÊ TÔNG CỐT THÉP LẮP GHÉP

c. **Bê tông cốt thép nửa lắp ghép :**

Theo PP này, người ta tiến hành lắp ghép các cấu kiện được chế tạo sẵn “chưa hoàn chỉnh”, sau đó đặt thêm cốt thép, ghép ván khuôn và đổ BT để hoàn chỉnh kết cấu.

- * **Ưu điểm:** - Độ cứng của kết cấu lớn.
- Giảm khối lượng ván khuôn, có thể loại bỏ cột chống.
- * **Nhược điểm:** - Cần giải quyết tốt liên kết giữa BT cũ và mới.
- Tổ chức thi công phức tạp.

1.2.2. **Phân loại theo trạng thái ứng suất:**

a. **Bê tông cốt thép thường:**

Khi chế tạo cấu kiện, cốt thép ở trạng thái không có ứng suất. Ngoài các nội ứng suất do co ngót và nhiệt độ, trong BT và cốt thép chỉ xuất hiện ứng suất khi có tải trọng

b. **Bê tông cốt thép ứng lực trước (BTCT dự ứng lực) :**

Khi chế tạo cấu kiện, cốt thép ban đầu được kéo căng, liên kết chặt với BT, khi buông ra cốt thép co lại gây nén trong BT.

1.2.3. **Phân loại theo cốt thép :**

- Bê tông có cốt mềm. ($d < 40\text{mm}$, dễ uốn).
- Bê tông có cốt cứng ($d > 40\text{mm}$, thép hình).

1.2.4. **Phân loại theo trọng lượng thể tích:**

- Bê tông nặng có $\gamma \geq 1800 \text{ kg/ m}^3$ (~2500).
- Bê tông nhẹ có $\gamma < 1800 \text{ kg/ m}^3$.



1.3. ƯU NHƯỢC ĐIỂM CỦA BTCT:

1.3.1 Ưu điểm:

Sử dụng vật liệu địa phương (cát, sỏi, đá..) tiết kiệm thép. Rẻ tiền hơn so với thép khi kết cấu có nhịp vừa và nhỏ, cùng chịu tải như nhau.

Chịu lực tốt hơn kết cấu gỗ và gạch đá.

Chịu lửa tốt hơn gỗ và thép. Bê tông bảo vệ cho cốt thép không bị nung nóng sớm.

Tuổi thọ của công trình cao, chi phí bảo dưỡng ít. BT có cường độ tăng theo thời gian, chịu tác động của môi trường tốt, cốt thép được BT bao bọc bảo vệ không bị gỉ.

Việc tạo dáng cho kết cấu thực hiện dễ dàng. Vữa BT khi thi công ở dạng nhão có thể đổ vào các khuôn có hình dáng bất kỳ, cốt thép đủ dẻo để uốn theo hình dạng của kết cấu.

1.3.2 Nhược điểm :

Trọng lượng bản thân lớn nên gây khó khăn cho việc xây dựng kết cấu có nhịp lớn bằng BTCT thường. Khắc phục: Dùng BT nhẹ, BTCT U LT (2), kết cấu vỏ mỏng (3),...

Bê tông cốt thép dễ có khe nứt ở vùng kéo khi chịu lực. Cần phải ngăn ngừa hoặc hạn chế khe nứt kết cấu trong môi trường xâm thực, các đường ống hay bể chứa chất lỏng.. (Tính toán hạn chế khe nứt, sử dụng BTCT ULT..)

Cách âm và cách nhiệt kém hơn gỗ và gạch đá. Có thể sử dụng kết cấu có lỗ rỗng, kết cấu nhiều lớp, BT xốp..

Thi công phức tạp, khó kiểm tra chất lượng. Khắc phục: BTCT lắp ghép..

Khó gia cố và sửa chữa. Thiết kế cần phải phù hợp yêu cầu sử dụng hiện tại và dự kiến phát triển mở rộng. P1.. P2.. P3.. P4.. P5..



1.4. PHẠM VI ỨNG DỤNG CỦA BÊ TÔNG CỐT THÉP:

Chương 1



Xây dựng dân dụng, công nghiệp: Kết cấu chịu lực nhà 1 tầng và nhiều tầng [1] [2], ống khói, bun ke, xi lô [3], móng máy, hành lang vận chuyển v.v.. Công trình cấp thoát nước [4] [5]... ([Hình ảnh](#)), ([Hình ảnh KC mái](#)).

Xây dựng công trình giao thông: Cầu, đường, tà vẹt, âu tàu, cầu tàu, vỏ hầm... ([Hình ảnh công trình đường](#)), ([Hình ảnh công trình cầu](#)), ([Hình ảnh tunnel](#))..

Xây dựng công trình thủy lợi: Trạm bơm, máng dẫn nước, đập thủy điện,... ([Hình ảnh công trình thủy lợi](#)), ([Hình ảnh công trình thủy điện, đập](#))..

Xây dựng công trình truyền thông, thông tin; Các công trình đặc biệt

Xây dựng công trình quốc phòng: Công sự kiên cố, doanh trại,...



1.5. SƠ LƯỢC LỊCH SỬ PHÁT TRIỂN:

Quá trình phát triển chia thành 3 giai đoạn:

- **Giai đoạn phát minh và mò mẫm** trong thực tiễn, bố trí cốt thép theo cảm tính.

1848: Lambot (Pháp) chế tạo chiếc tàu bằng lưới sắt ngoài trát vôi thủy [1.5.1],... Và năm 1855 ông được trao bằng sáng chế cho các bản vẽ dầm BTCT và cột được gia cố bằng 4 thanh thép xung quanh.

1850: Monier (chủ vườn ươm ở Pháp) có các thí nghiệm với các chậu BT được gia cố bằng lưới thép. Và tiếp theo là các bằng sáng chế với các ống và bể chứa được gia cố, tấm sàn, cầu thang..

- **Giai đoạn nghiên cứu lí luận và sử dụng rộng rãi** (sau 1880), nghiên cứu về cường độ của BT và cốt thép, lực dính giữa BT và cốt thép, giải thích sự làm việc chung giữa chúng.

1886: Koenen (Trưởng thanh tra XD của Phổ) xuất bản cuốn sách về phương pháp tính toán độ bền của BTCT.

Từ năm 1890 đến 1920 các kỹ sư thực hành đã dần dần nắm được kiến thức về cơ học của BTCT. Các cuốn sách, bài báo, tiêu chuẩn đã thể hiện các lý thuyết tính toán.

- **Giai đoạn phát triển hiện tại:** XD các phương pháp tính toán theo ứng suất cho phép dựa trên cơ sở của môn SBVL, tính theo giai đoạn phá hoại có xét đến tính biến dạng dẻo của vật liệu, tính theo trạng thái giới hạn. Nghiên cứu và chế tạo thành công BTCT ULT [5.2].



Joseph-Louis Lambot (Sinh 22-05-1814, mất 02-08-1887), là người phát minh ra xi măng lưới thép để dẫn đến sự ra đời của BTCT ngày nay. Ông đã chế tạo các bể chứa dùng vữa xi măng và cốt thép. Năm 1848 ông đã chế tạo một vỏ tàu bằng cách trên, và chiếc tàu này hiện được trưng bày tại Bảo tàng Brignoles.





TÍNH NĂNG CƠ LÝ CỦA VẬT LIỆU.

Chương 2



2.1. Bê tông:

- Tính năng cơ học của BT là chỉ các đặc trưng cơ học như: cường độ và biến dạng.
- Tính năng vật lý là tính co ngót, từ biến, khả năng chống thấm, cách nhiệt, ... của BT.

2.1.1. Thành phần, cấu trúc và các loại bê tông:

2.1.1.1 Vật liệu, thành phần của bê tông:

BT là loại đá nhân tạo được chế tạo từ các vật liệu rời (cát, đá, sỏi) và chất kết dính.

Vật liệu rời được gọi là cốt liệu, gồm các cỡ hạt khác nhau, loại bé là cát 1-5mm, loại lớn là sỏi, đá dăm 5-40mm.

Chất kết dính thường là XM trộn nước hoặc các chất dẻo khác.

2.1.1.2 Cấu trúc của bê tông:

BT có cấu trúc không đồng nhất vì hình dáng, kích thước các hạt cốt liệu khác nhau, sự phân bố cốt liệu và chất kết dính không đều, có các lỗ rỗng.

2.1.1.3 Các loại bê tông:

Theo cấu trúc có: BT đặc, BT có lỗ rỗng (dùng ít cát), BT tổ ong.

Theo khối lượng riêng: BT nặng thường có khối lượng riêng $\gamma \approx 2200 \div 2500 \text{ kG/m}^3$; BT cốt liệu bé $\gamma \approx 1800 \div 2200 \text{ kG/m}^3$; BT nhẹ $\gamma < 1800 \text{ kG/m}^3$; BT đặc biệt nặng $\gamma > 2500 \text{ kG/m}^3$;

Theo thành phần: BT thông thường, BT cốt liệu bé, BT chèn đá hộc.

Theo phạm vi sử dụng: BT làm kết cấu chịu lực, BT chịu nóng, BT cách nhiệt, BT chống xâm thực..

P1.. P15.. P2.. P3..

TÍNH NĂNG CƠ LÝ CỦA VẬT LIỆU 1

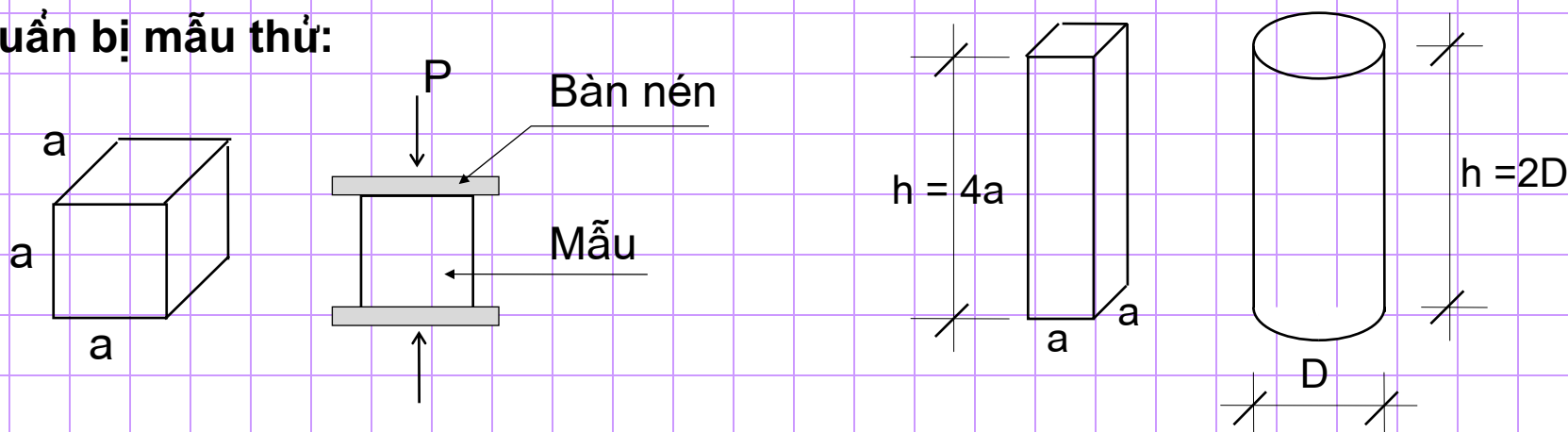
2.1.2. Cường độ của bê tông:

Cường độ là chỉ tiêu cơ học quan trọng, là một đặc trưng cơ bản của BT, phản ánh khả năng chịu lực của vật liệu.

Thường căn cứ vào cường độ để phân biệt các loại bê tông.

2.1.2.1 Cường độ chịu nén:

Chuẩn bị mẫu thử:



Mẫu khối lăng trụ.

Thí nghiệm trên máy nén, tăng tải đến khi mẫu bị phá hoại. Gọi P là lực phá hoại mẫu.

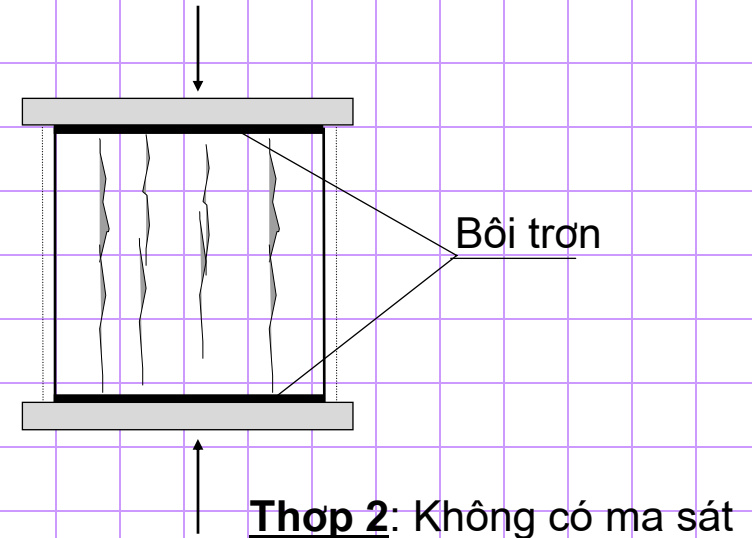
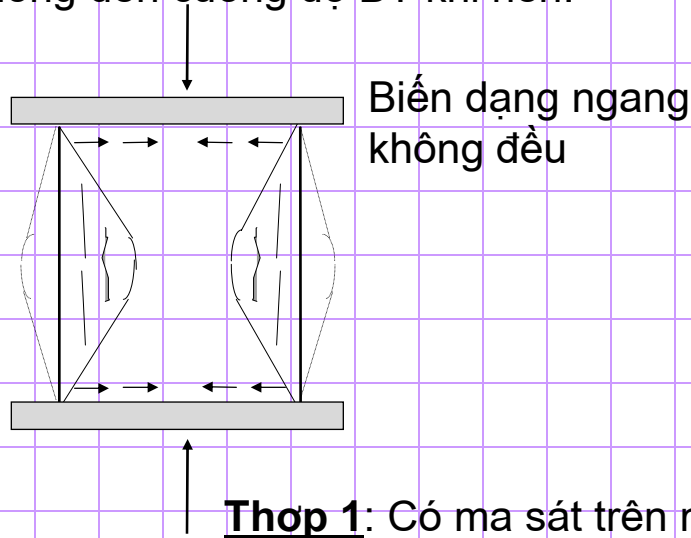
Cường độ nén của mẫu: $R = \frac{P}{A}; \quad (2-1)$

A là diện tích TD ngang của mẫu.

Bê tông thường có $R=5 \div 30\text{MPa}$. BT có $R>40\text{MPa}$ là loại cường độ cao. Người ta đã chế tạo được loại BT đặc biệt có $R\geq 80\text{MPa}$.

Sự phá hoại của mẫu chịu nén:

Khi bị nén ngoài biến dạng theo phương lực tác dụng, mẫu còn nở ngang. Chính sự nở ngang quá mức làm cho BT bị phá vỡ do ứng suất kéo (khả năng chịu kéo của BT kém hơn chịu nén nhiều lần). Lực ma sát giữa bàn nén và mẫu thử cản trở sự nở ngang ảnh hưởng đến cường độ BT khi nén.



Kết quả cho thấy trường hợp 1 mẫu có cường độ lớn hơn.

Kích thước mẫu thử: Mẫu kích thước nhỏ có cường độ lớn hơn mẫu thử có kích thước lớn.

Hình dạng mẫu thử: Mẫu lăng trụ có cường độ bé hơn mẫu khối vuông có cùng kích thước đáy $R_{lt} = (0.7-0.8)R_{\square}$

2.1.2.2 Cường độ chịu kéo: $R_{(t)}$:

Mẫu chịu kéo trung tâm:

$$R_{(t)} = \frac{P}{A}; \quad (2-2a)$$

Mẫu chịu kéo khi uốn:

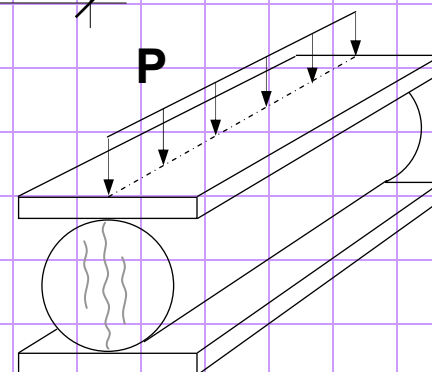
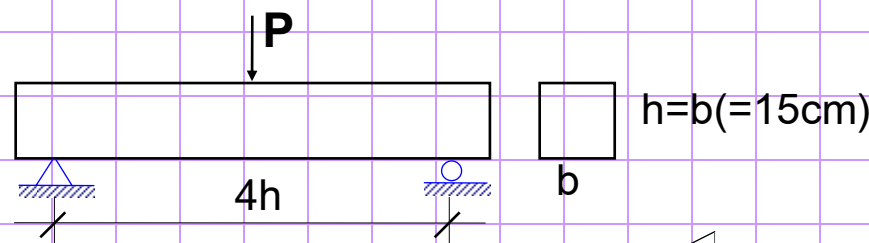
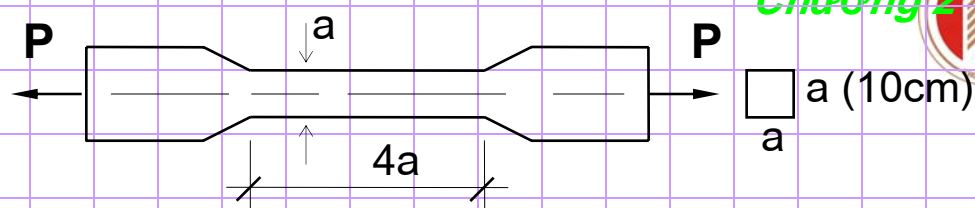
$$R_{(t)} = \frac{3.5M}{bh^2}; \quad (2-2b)$$

Mẫu trụ tròn chịu nén chệch:

$$R_{(t)} = \frac{2.P}{\pi.l.D}; \quad (2-2c)$$

Trong đó: P, M: Lực và mômen uốn làm phá hoại mẫu.

Bê tông thường có $R_{(t)} = 10 \div 40 \text{ kG/cm}^2$.



2.1.2.3 Quan hệ giữa cường độ chịu kéo $R_{(t)}$ và cường độ chịu nén R:

Công thức dùng quan hệ đường cong: $R_{(t)} = \theta_t \sqrt{R}; \quad (2-3a)$

Trong đó θ_t được lấy phụ thuộc vào loại BT và đơn vị của R. Với BT nặng thông thường và đơn vị của R là MPa $\theta_t = 0.28 \div 0.30$.

Công thức dùng quan hệ đường thẳng: $R_{(t)} = 0.6 + 0.06R; \quad (2-3b)$

Công thức dùng quan hệ đường cong theo hệ số C_t : $R_{(t)} = C_t.R; \quad (2-3c)$

Với đơn vị của R là MPa, Hệ số C_t : $C_t = \frac{R+150}{60R+1300}; \quad (2-4)$

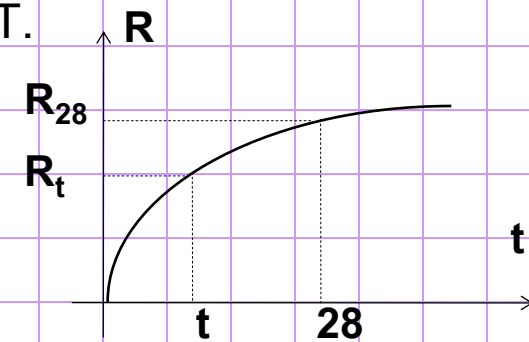
2.1.2.4 Các nhân tố ảnh hưởng đến cường độ của BT:

* **Thành phần và cách chế tạo BT:** Đây là nhân tố quyết định cường độ BT.

- Chất lượng và số lượng xi măng:
- Độ cứng, độ sạch, cấp phối của cốt liệu:
- Tỷ lệ N/X hợp lý.
- Chất lượng của việc trộn vữa BT, đầm và bảo dưỡng BT.

* **Thời gian (tuổi của BT):**

Cường độ của bê tông tăng theo thời gian, lúc đầu tăng nhanh sau tăng chậm dần.
 Với cường độ chịu kéo sự tăng cường độ theo thời gian nhanh hơn so với cường độ chịu nén.



Cường độ bê tông tăng theo thời gian được xác định theo công thức thực nghiệm:

Công thức của Sec (1926): $R_t = R_1 + (R_{10} - R_1) \cdot \lg t$.

Công thức của Nga (1935), (Skramtaep): $R_t = R_{28} \frac{\lg t}{\lg 28} \approx 0.7 R_{28} \lg t$;
 (với t = 7-300 ngày)

Công thức của Viện nghiên cứu BT Mỹ ACI theo quy luật hyperbôn:

$$R_t = R_{28} \frac{t}{a + b \cdot t};$$

Trong đó hệ số a, b phụ thuộc loại XM. Thông thường a=4; b=0.85. Với XM đông cứng nhanh a=2.3; b=0.92.

* Tốc độ gia tải và thời gian tác dụng:

Khi tốc độ gia tải chậm cường độ đạt khoảng 0.85÷0.9 trị số thông thường và khi gia tải nhanh cường độ của mẫu có thể tăng 1.15÷1.2 lần.

Khi thí nghiệm phải tuân theo quy trình TN với tốc độ gia tải 0.2MPa/s.

2.1.3. Giá trị trung bình và giá trị tiêu chuẩn của cường độ:

2.1.3.1 Giá trị trung bình:

Thí nghiệm n mẫu thử của cùng một loại BT thu được các giá trị cường độ của mẫu thử là R_1, R_2, \dots, R_n . Giá trị trung bình cường độ của các mẫu thử ký hiệu là R_m , gọi tắt là **cường độ trung bình**:

$$R_m = \frac{\sum_{i=1}^n R_i}{n}; \quad (2-6)$$

2.1.3.2 Độ lệch quân phương, hệ số biến động:

Đặt $\Delta_i = |R_i - R_m|$ gọi là độ lệch.

Với số lượng mẫu đủ lớn ($n \geq 15$) tính **độ lệch quân phương**: $\sigma = \sqrt{\frac{\sum \Delta_i^2}{n-1}}$; (2-7)

Hệ số biến động được tính: $\nu = \frac{\sigma}{R_m}$; (2-8)

2.1.3.3 Giá trị đặc trưng:

Giá trị đặc trưng của cường độ của BT (gọi tắt là cường độ đặc trưng) được xác định theo xác suất đảm bảo là 95% và được tính: $R_{ch} = R_m(1 - S \cdot \nu)$; (2-9)

Trong đó S là hệ số phụ thuộc xác suất bảo đảm. Với xác suất bảo đảm 95% thì $S=1,64$.

2.1.3.4 Giá trị tiêu chuẩn:

Giá trị tiêu chuẩn của cường độ của BT (gọi tắt là cường độ tiêu chuẩn) được lấy bằng cường độ đặc trưng của mẫu thử R_{ch} nhân với hệ số kết cấu γ_{KC} .

Cường độ tiêu chuẩn về nén R_{bn} , về kéo R_{btn} : $R_{bn} = \gamma_{KC} \cdot R_{ch}; \quad (2-9a)$

Hệ số γ_{KC} xét đến sự làm việc của BT trong kết cấu có khác với sự làm việc của mẫu thử, được lấy bằng 0,7-0,8 tùy thuộc vào R_{ch} .

Giá trị của R_{bn} và R_{btn} được cho ở TCXDVN 356:2005 (Bảng 12 trang 35)

2.1.4. Cấp độ bền và mác của bê tông:

Là trị số của các đặc trưng cơ bản về chất lượng của BT. Tùy theo tính chất và nhiệm vụ của kết cấu mà quy định mác hoặc cấp độ bền theo các đặc trưng khác nhau.

2.1.4.1 Mác theo cường độ chịu nén: Kí hiệu M

Bê tông nặng: M100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 500, 600.

Bê tông nhẹ: M50, 75, 100, 150, 200, 250, 300.

2.1.4.2 Cấp độ bền chịu nén: Kí hiệu B

TCXDVN 356:2005 (trang 4) quy định phân biệt chất lượng BT theo cấp độ bền chịu nén:

Cấp độ bền chịu nén của bê tông: ký hiệu bằng chữ B, là giá trị trung bình thống kê của cường độ chịu nén tức thời, tính bằng đơn vị MPa, với xác suất đảm bảo không dưới 95%, xác định trên các mẫu lập phương kích thước tiêu chuẩn (150 mm x 150 mm x 150 mm) được chế tạo, dưỡng hộ trong điều kiện tiêu chuẩn và thí nghiệm nén ở tuổi 28 ngày.



Cấp độ bền chịu nén của bê tông: ký hiệu bằng chữ B, là giá trị trung bình thống kê của cường độ chịu nén tức thời, tính bằng đơn vị MPa, với xác suất đảm bảo không dưới 95%, xác định trên các mẫu lập phương kích thước tiêu chuẩn (150 mm x 150 mm x 150 mm) được chế tạo, dưỡng hộ trong điều kiện tiêu chuẩn và thí nghiệm nén ở tuổi 28 ngày.

TCXDVN 356:2005 (Bảng 9 trang 30) quy định:

BT nặng có cấp độ bền chịu nén B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60.

BT nhẹ có cấp độ bền chịu nén B2,5; B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40.

Tương quan giữa mác M và cấp độ bền B của cùng một loại BT thể hiện bằng biểu thức:

$$B = \alpha \cdot \beta \cdot M; \quad (2-10)$$

Trong đó α là hệ số đổi đơn vị từ kG/cm² sang MPa; có thể lấy bằng 0,1.

β là hệ số chuyển đổi từ cường độ trung bình sang cường độ đặc trưng (với $v = 0,135$ thì $\beta = (1 - S \cdot v) = 0,778$).

2.1.4.3 Mác theo cường độ chịu kéo: Kí hiệu K.

Bê tông nặng: K10, 15, 20, 25, 30, 40.

Bê tông nhẹ: K10, 15, 20, 25, 30.

2.1.4.4 Cấp độ bền chịu kéo: Kí hiệu B_t.

Khi sự chịu lực của kết cấu được quyết định chủ yếu bởi khả năng chịu kéo của BT, kết cấu có yêu cầu chống nứt.

TCXDVN 356:2005 (trang 4) quy định cấp độ bền chịu kéo:

Cấp độ bền chịu kéo của bê tông: ký hiệu bằng chữ B_t, là giá trị trung bình thống kê của cường độ chịu kéo tức thời, tính bằng đơn vị MPa, với xác suất đảm bảo không dưới 95%, xác định trên các mẫu kéo tiêu chuẩn được chế tạo, dưỡng hộ trong điều kiện tiêu chuẩn và thí nghiệm kéo ở tuổi 28 ngày.



Cấp độ bền chịu kéo của bê tông: ký hiệu bằng chữ B_t , là giá trị trung bình thống kê của cường độ chịu kéo tức thời, tính bằng đơn vị MPa, với xác suất đảm bảo không dưới 95%, xác định trên các mẫu kéo tiêu chuẩn được chế tạo, dưỡng hộ trong điều kiện tiêu chuẩn và thí nghiệm kéo ở tuổi 28 ngày.

BT có cấp độ bền chịu kéo dọc trục $B_{t0,8}$; $B_{t1,2}$; $B_{t1,6}$; B_{t2} ; $B_{t2,4}$; $B_{t2,8}$; $B_{t3,2}$.

2.1.4.5 Mác theo các yêu cầu khác:

Mác theo khả năng chống thấm là con số lấy bằng áp suất lớn nhất (tính bằng atm) mà mẫu chịu được để nước không thấm qua.

Cấp chống thấm của BT: W2; W4; W6; W8; W10; W12.

W cần quy định cho các kết cấu có yêu cầu chống thấm hoặc độ đặc chất của BT như các công trình thủy lợi, thủy điện...

Mác theo khối lượng riêng trung bình D (khả năng cách nhiệt):

- BT nhẹ D800; D900; D1000; D1100; D1200; D1300; D1400; D1500; D1600; D1700; D1800; D1900; D2000.
- BT tổ ong D500; D600; D700; D800; D900; D1000; D1100; D1200.
- BT rỗng D800; D900; D1000; D1100; D1200; D1300; D1400.



2.1.5. Biến dạng của bê tông:

2.1.5.1 Biến dạng do co ngót:

Co ngót là hiện tượng BT giảm thể tích khi ninh kết

Mức độ co ngót khi đông cứng trong không khí $(3 - 5) \cdot 10^{-4}$. Khi đông cứng trong nước BT nở ra $= 1/5 - 1/2$ mức độ co, mức độ tối đa $(6 - 15) \cdot 10^{-5}$.

Các nhân tố ảnh hưởng đến biến dạng co ngót:

- Số lượng và loại XM: lượng XM $\uparrow \rightarrow$ co ngót \uparrow , XM có hoạt tính cao \rightarrow co ngót \uparrow .
- Tỷ lệ N/X tăng \rightarrow co ngót tăng.
- Cát nhỏ hạt, cốt liệu rỗng \rightarrow co ngót tăng.
- Chất phụ gia làm BT ninh kết nhanh \rightarrow co ngót tăng.

Co ngót là một hiện tượng có hại:

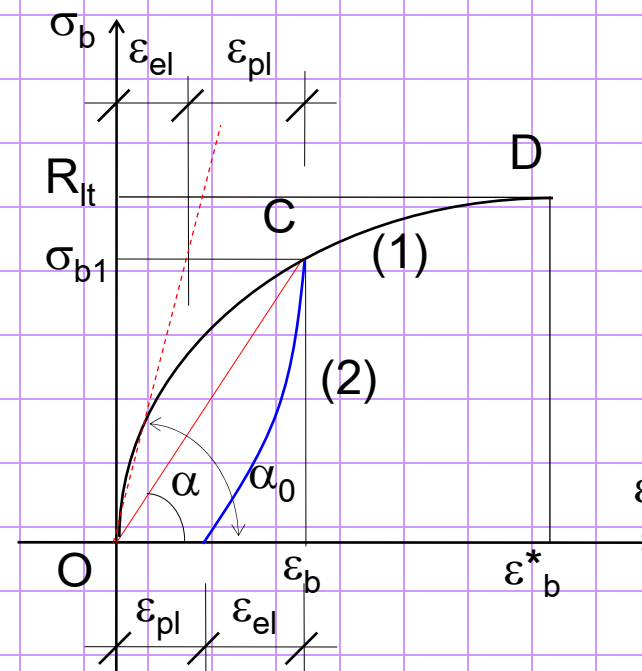
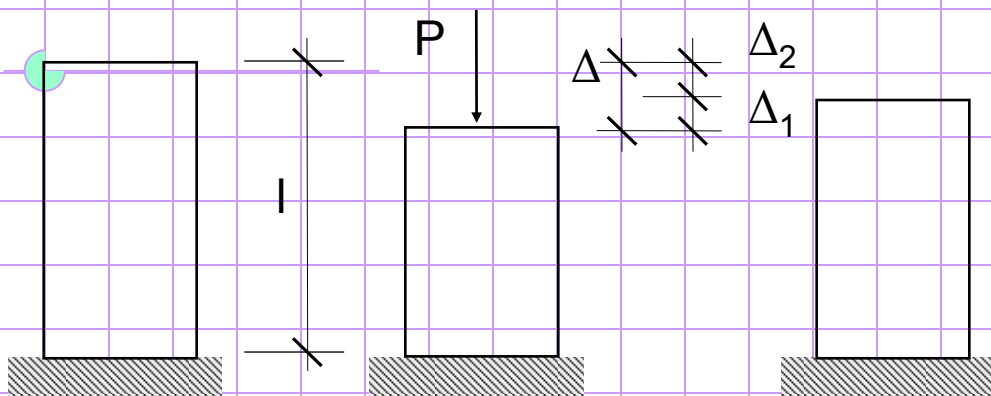
- Làm thay đổi hình dạng và kích thước cấu kiện.
- Gây mất mát ứng suất trong cốt thép ứng lực trước.
- Gây ra khe nứt trên bề mặt BT, làm thay đổi cấu trúc của BT, giảm khả năng chịu lực và tuổi thọ của công trình.

Các biện pháp khắc phục:

- Chọn thành phần cốt liệu, tỷ lệ N/X hợp lý.
- Đầm chặt BT, bảo dưỡng BT thường xuyên ẩm trong giai đoạn đầu.
- Các biện pháp cấu tạo như bố trí khe co dãn, đặt cốt thép cấu tạo ở những nơi cần thiết để chịu ứng suất do co ngót gây ra, mạch ngừng khi thi công hợp lý v.v..

2.1.5.2 Biến dạng do tải trọng tác dụng ngắn hạn:

Thí nghiệm nén mẫu thử hình lăng trụ với tốc độ tăng tải từ từ, đo và lập được đồ thị giữa ứng suất và biến dạng như hình vẽ.



Khi σ còn bé đồ thị ít cong nhưng khi $\sigma \uparrow$ thì cong nhiều.

-Điểm D ứng với lúc mẫu bị phá hoại: ứng suất đạt R_{lt} và biến dạng cực đại ε^*_b .

Biến dạng của BT gồm 2 phần: phần khôi phục được là biến dạng đàn hồi ($\Delta_1 \rightarrow \varepsilon_{el}$), phần không khôi phục là biến dạng dẻo ($\Delta_2 \rightarrow \varepsilon_{pl}$): $\varepsilon_b = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl}$; (2-11)

Do vậy **BT là vật liệu đàn hồi-dẻo.**

Môđun đàn hồi ban đầu E_b : $\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_{el} \Rightarrow E_b = \frac{\sigma_b}{\varepsilon_{el}} = \text{tg} \alpha_0$; (2-12)

Môđun biến dạng dẻo của BT E'_b : $\sigma_b = E'_b \cdot \varepsilon_b \Rightarrow E'_b = \frac{\sigma_b}{\varepsilon_b} = \text{tg} \alpha$; (2-13)

Đặt $\nu = \frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_b}$ gọi là hệ số đàn hồi $\Rightarrow E'_b = \nu \cdot E_b$; (2-14)

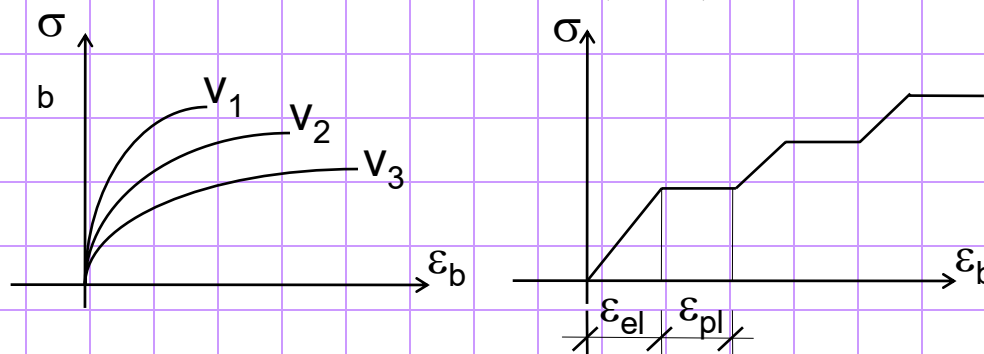
Khi BT chịu kéo cũng có biến dạng đàn hồi và biến dạng dẻo: $E_b' = \nu_t \cdot E_b$

Biến dạng cực hạn khi kéo khá bé $\approx 0,00015$.

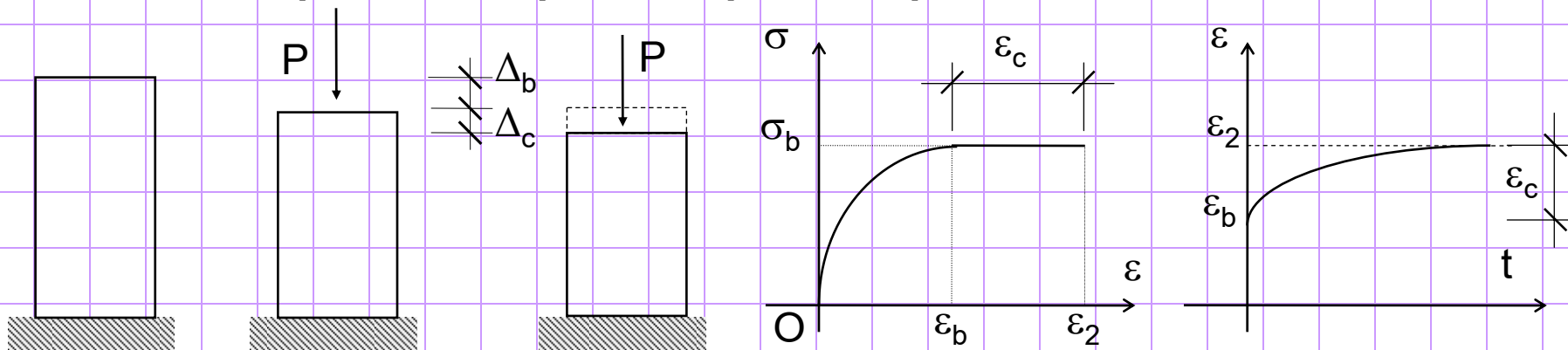
Thí nghiệm cho thấy khi BT chịu kéo sắp nứt thì $\nu_t \approx 0,5$ nên $\varepsilon_b^* = \frac{R_t}{0.5E_b} = \frac{2R_t}{E_b}$;

Môđun chống cắt với hệ số Poisson $\mu = 0,2$ với mọi loại BT: $G_b = \frac{E_b}{2(1+\mu)} \approx 0,4E_b$

Tốc độ gia tải khác nhau thì các đường biểu diễn quan hệ $\sigma - \varepsilon$ khác nhau.



2.1.5.3 Biến dạng do tải trọng tác dụng dài hạn - Từ biến:



Hiện tượng biến dạng dẻo tăng theo thời gian gọi là hiện tượng từ biến của BT. Phần biến dạng dẻo tăng lên do tải trọng tác dụng dài hạn gọi là biến dạng từ biến.

Hiện tượng biến dạng dẻo tăng theo thời gian gọi là hiện tượng từ biến của BT.
Phần biến dạng dẻo tăng lên do tải trọng tác dụng dài hạn gọi là biến dạng từ biến.

*** Các nhân tố ảnh hưởng đến biến dạng từ biến:**

- Ứng suất trong BT lớn → biến dạng từ biến lớn.
- Tuổi BT lúc đặt tải lớn → biến dạng từ biến bé.
- Độ ẩm môi trường lớn → biến dạng từ biến bé.
- Tỷ lệ N/X lớn, độ cứng cốt liệu bé → biến dạng từ biến lớn.
- Lượng X tăng → biến dạng từ biến tăng.

*** Có thể biểu diễn từ biến qua một trong hai chỉ tiêu sau:**

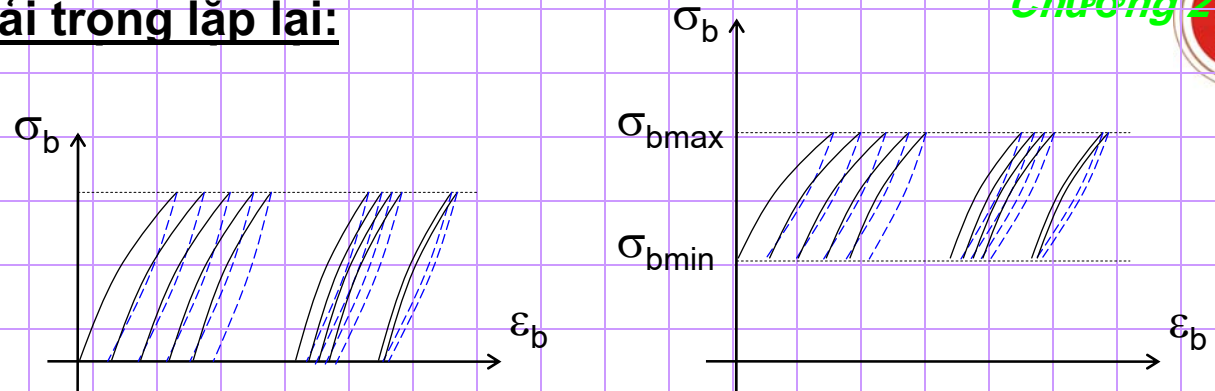
- Đặc trưng từ biến: $\varphi = \varepsilon_C / \varepsilon_{el}$. (là đại lượng không thứ nguyên)
- Suất từ biến: $C = \varepsilon_C / \sigma_b$ (MPa⁻¹ hoặc cm²/kG).

Các chỉ tiêu φ , C đều tăng theo thời gian, và đạt đến giới hạn ổn định là φ_0 , C_0 .

*** Tác hại của hiện tượng từ biến:**

- Làm tăng độ võng của cấu kiện.
- Làm tăng độ uốn dọc của cấu kiện chịu nén.
- Mở rộng khe nứt trong BT.
- Gây tổn hao ứng suất trong cốt thép ứng lực trước.

2.1.5.4 Biến dạng do tải trọng lặp lại:



Nếu tải trọng tác dụng lên kết cấu lặp đi lặp lại nhiều lần (Đặt vào rồi dỡ ra nhiều lần) thì biến dạng dẻo sẽ được tích lũy dần, nếu tải trọng lớn sẽ gây hiện tượng mỏi cho kết cấu .

2.1.5.5 Biến dạng nhiệt:

Đây là loại biến dạng thể tích khi nhiệt độ thay đổi, xác định theo hệ số nở vì nhiệt của BT α_t .

Hệ số α_t phụ thuộc vào loại XM, cốt liệu, độ ẩm có giá trị khoảng $(0,7-1,5) \times 10^{-5}/\text{độ}$. Thông thường khi nhiệt độ trong khoảng từ $0-100^\circ \text{C}$ lấy $\alpha_t = 1 \times 10^{-5}$ để tính toán.



2.2. Cốt thép:

2.2.1. Yêu cầu đối với thép dùng trong Bê tông Cốt thép:

- Đảm bảo cường độ theo thiết kế.
- Phải có tính dẻo cần thiết.
- Phải dính kết tốt và cùng chịu lực được với BT trong mọi giai đoạn làm việc của kết cấu.
- Dễ gia công: dễ uốn, cắt, và hàn được ...
- Tận dụng hết khả năng chịu lực của cốt thép khi kết cấu bị phá hoại.
- Tiết kiệm thép và tổn ít sức LĐ.

2.2.2. Các loại cốt thép:

Theo thành phần hoá học của thép: thường chỉ dùng một số mác thép các bon thấp và thép hợp kim thấp.

Theo phương pháp luyện thép:

- Cốt thép cán nóng:
- Cốt thép kéo nguội:
- Cốt thép gia công nhiệt:

Theo hình thức cốt thép: Thép thanh tiết diện tròn mặt ngoài nhẵn (tròn trơn), hoặc mặt ngoài có gờ (các gờ có tác dụng tăng độ dính bám với BT). Cũng có thể dùng thanh thép hình, đó là cốt cứng có thể chịu lực được khi thi công.

2.2.3. Các tính chất cơ bản của cốt thép:

2.2.3.1 Biểu đồ ứng suất-biến dạng:

Biểu đồ ứng suất-biến dạng **có phần thẳng ứng với giai đoạn đàn hồi, phần cong ứng với giai đoạn có biến dạng dẻo.**

Thép dẻo:

Biểu đồ σ_{ϵ} gồm một đoạn thẳng xiên OA ứng với giai đoạn làm việc đàn hồi.

Đoạn nằm ngang được gọi là thêm chảy, thép ở trạng thái chảy dẻo. Lúc này xác định được **giới hạn chảy của thép σ_y** .

Đoạn cong CD là giai đoạn củng cố của cốt thép, ứng suất và biến dạng tiếp tục tăng cho đến khi cốt thép bị đứt, với **giới hạn bền σ_B và biến dạng cực hạn ϵ^*_s** .

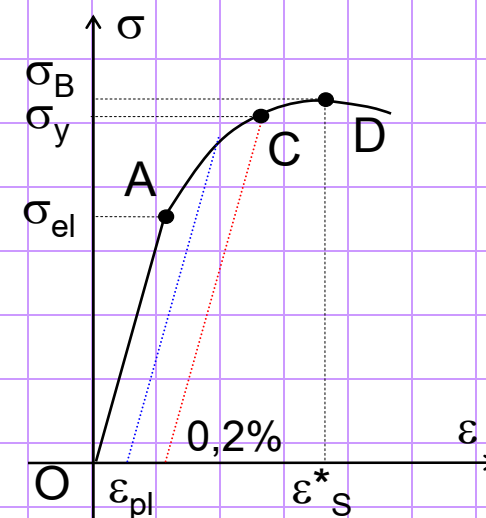
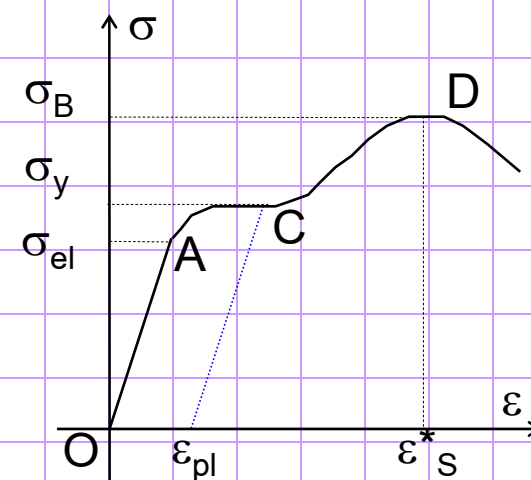
Thép rắn (giòn):

Biểu đồ σ_{ϵ} gồm một đoạn thẳng xiên OA ứng với giai đoạn làm việc đàn hồi, đoạn cong AD là giai đoạn cốt thép có biến dạng dẻo. Khi kéo đứt xác định được **giới hạn bền σ_B và biến dạng cực hạn ϵ^*_s** .

2.2.3.2 Biến dạng đàn hồi và biến dạng dẻo:

Nếu kéo thép trong **giai đoạn đàn hồi** rồi giảm tải thì toàn bộ biến dạng được phục hồi.

Khi kéo thép vượt quá **giới hạn đàn hồi** (có biến dạng dẻo) rồi giảm tải thì biểu đồ không về theo đường cũ và có một biến dạng dư là ϵ_{pl} .



2.2.3.3 Sự cứng nguội:

Đó là hiện tượng tăng giới hạn chảy khi gia công nguội cốt thép.

Lấy cốt thép dẻo đem kéo nguội cho quá giới hạn chảy rồi giảm tải sẽ có được cốt thép kéo nguội. Cốt kéo nguội này có giới hạn chảy cao hơn cốt thép ban đầu. Sau vài lần kéo hoặc chuốt thêm chảy sẽ biến mất, cốt thép trở thành rắn với cường độ tăng cao và biến dạng cực hạn giảm.

2.2.3.4 Cường độ tiêu chuẩn của cốt thép:

Giá trị tiêu chuẩn về cường độ của cốt thép được gọi tắt là **cường độ tiêu chuẩn**, kí hiệu R_{sn} được lấy bằng cường độ giới hạn chảy (thực tế hoặc quy ước) với xác suất bảo đảm không dưới 95%.

Với σ_y^m là giá trị trung bình của giới hạn chảy khi thí nghiệm một số mẫu thép thì:

$$R_{sn} = \sigma_y^m (1 - S.v); \quad (2-15)$$

2.2.3.5 Môđun đàn hồi của cốt thép E_s :

Môđun đàn hồi của cốt thép, kí hiệu E_s được lấy bằng độ dốc của đoạn OA trên biểu đồ ứng suất biến dạng.

Giá trị của E_s phụ thuộc loại thép và khoảng $(17 - 21) \times 10^4$ MPa, xem TCXDVN 356:2005 (Bảng 28 trang 53)

2.2.3.6 Độ dẻo của cốt thép:

2.2.3.7 Tính hàn được:

Tính hàn được phụ thuộc vào thành phần của thép và cách chế tạo. Các thép cán nóng bằng thép chứa ít các bon và thép hợp kim thấp có tính hàn được tốt. Không được phép hàn đối với các thép đã qua gia công nguội hoặc gia công nhiệt.



2.2.4. Phân loại (nhóm) cốt thép:

2.2.4.1 Phân loại cốt thép theo TCVN:

Theo TCVN 1651:1985, có các loại cốt thép tròn trơn CI và cốt thép có gân (cốt thép vằn) CII, CIII, CIV.

Các đặc trưng cơ học của thép Việt Nam

Nhóm thép	ϕ	Giới hạn chảy kG/cm ²	Giới hạn bền kG/cm ²	ϵ^*_s %
CI	6-40	2.200	3.800	25
CII	10-40	3.000	5.000	19
CIII	6-40	4.000	6.000	14
CIV	10-32	6.000	9.000	6

2.2.4.2 Phân loại cốt thép theo một số tiêu chuẩn khác:

Theo TC Nga:

- Cán nóng: tròn trơn nhóm A-I, có gờ nhóm A-II và AC-II, A-III, A-IV, A-V, A-VI;
- Gia cường bằng nhiệt luyện và cơ nhiệt luyện: có gờ nhóm AT-IIIC, AT-IV, AT-IVC, AT-IVK, AT-VCK, AT-VI, AT-VIK và AT-VII.

Cốt thép của Trung Quốc chia thành các cấp I, II, III, IV và các loại sợi kéo nguội.

Cốt thép của Pháp được ghi theo giới hạn chảy như: FeE230, FeE400, FeE500.

2.2.4.3 Tương quan giữa mác thép và nhóm (loại) thép:

Mác thép được định ra và kí hiệu chủ yếu dựa vào thành phần hoá học và cách luyện, ví dụ CT3, CT5, 18Г2С, 25Х2С.. Nhóm cốt thép được phân chia theo tính năng cơ học.

Hai cách phân chia này là khác nhau nhưng liên quan với nhau vì tính năng của thép là do thành phần quyết định. Cốt thép nhóm CI, A-I chế tạo từ thép các bon mác CT3; Cốt thép nhóm CII, A-II chế tạo từ thép các bon mác CT5;



2.3. Bê tông cốt thép:

2.3.1. Lực dính giữa bê tông & cốt thép:

2.3.1.1 Các nhân tố tạo nên lực dính:

- Lực ma sát do co ngót khi đông cứng BT ép chặt vào cốt thép.
- Sự bám do bề mặt gồ ghề của cốt thép.
- Lực dán do keo xi măng có tác dụng như một lớp hồ dán BT vào cốt thép

2.3.1.2 Thí nghiệm xác định lực dính:

Mẫu thí nghiệm xác định lực dính:

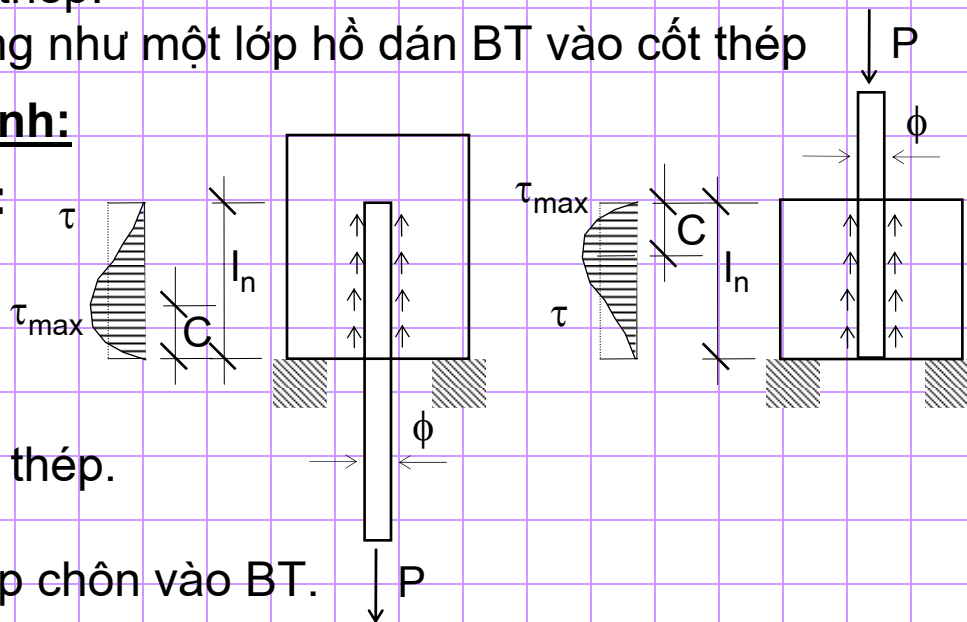
Cường độ trung bình của lực dính:

$$\tau = \frac{P}{\pi \cdot \phi \cdot l}; \quad (2-16)$$

Trong đó: P là lực kéo (nén) tuột cốt thép.

ϕ là đường kính cốt thép.

l là chiều dài đoạn cốt thép chôn vào BT.



Lực dính cực đại: $\tau_{\max} = \frac{P}{\omega \cdot \pi \cdot \phi \cdot l} = \frac{1}{\omega} \cdot \tau; \quad (2-17)$

Trong đó: ω là hệ số hoàn chỉnh biểu đồ lực dính. ($\omega < 1$)

Trị số lực dính cực đại: $\tau_{\max} = \frac{\alpha \cdot R_{bn}}{m}; \quad (2-18)$

Trong đó: m là hệ số phụ thuộc bề mặt: thép trơn $m=5 \div 6$; thép có gờ $m=3 \div 3,5$;

α là hệ số phụ thuộc trạng thái chịu lực: chịu kéo $\alpha=1$; chịu nén $\alpha=1,5$;

$$\tau_{\max} = \frac{\alpha \cdot R_{bn}}{m};$$



Trị số lực dính cực đại: $\tau_{\max} = \frac{\alpha \cdot R_{bn}}{m}$; (2-18)

Trong đó: m là hệ số phụ thuộc bề mặt: thép trơn m=5÷6; thép có gờ m=3÷3,5;
 α là hệ số phụ thuộc trạng thái chịu lực: chịu kéo $\alpha=1$; chịu nén $\alpha=1,5$;

2.3.1.3 Các yếu tố ảnh hưởng đến lực dính:

Khi đổ BT cốt thép thẳng đứng lực dính lớn hơn cốt thép nằm ngang.

Cốt thép chịu nén có lực dính lớn hơn cốt thép chịu kéo.

Khi thay đổi chiều dài đoạn l trị số τ_{\max} không đổi nhưng trị số trung bình thay đổi, khi tăng l hệ số hoàn chỉnh biểu đồ ω giảm.

Nếu có các biện pháp hạn chế biến dạng ngang của BT lực dính tăng.

2.3.2. Ảnh hưởng của cốt thép đến co ngót và từ biến của bê tông:

Chương 2

2.3.2.1 Ảnh hưởng đến co ngót:

Do sự dính kết giữa BT và cốt thép mà cốt thép cản trở biến dạng co ngót của BT: cốt thép bị nén lại còn BT bị kéo ra, đó là ứng suất ban đầu do co ngót trong BTCT.

Nếu không có cốt thép, BT tự do có co ngót ε_0 ;

Do cốt thép cản trở BT có co ngót $\varepsilon_1 < \varepsilon_0$ bằng biến dạng của cốt thép $\varepsilon_a = \varepsilon_1$.

Biến dạng cưỡng bức trong BT: $\varepsilon_0 - \varepsilon_1$

Biến dạng cưỡng bức trong cốt thép: ε_1 .

Hợp lực trong BT: $N_t = \sigma_t \cdot A_b$; trong cốt thép: $N_s = \sigma_s \cdot A_s$.

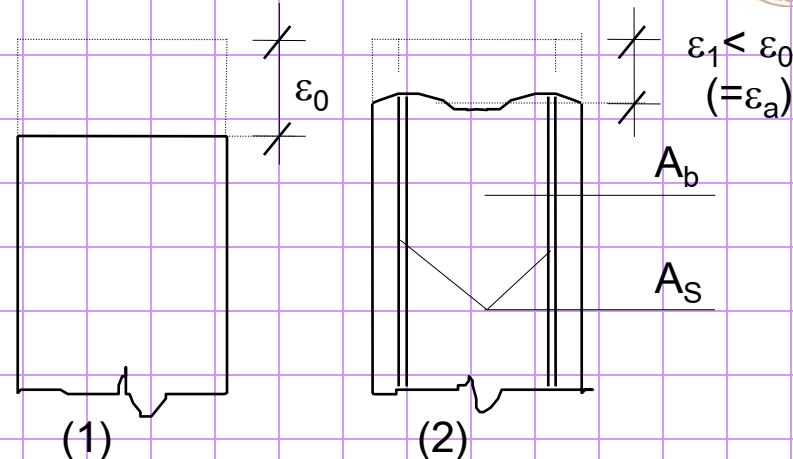
Vì là lực nội tại nên chúng cân bằng nhau: $N_t = N_s$;

Suy ra:
$$\sigma_s = \frac{\varepsilon_0 \cdot E_s}{n_{St} \cdot \mu + 1}; \quad \sigma_t = \frac{\nu_t \cdot \varepsilon_0 \cdot E_b}{1 + \frac{1}{n_{St} \cdot \mu}}; \quad n_{St} = \frac{E_s}{\nu_t E_b}; \quad \mu = \frac{A_s}{A_b};$$

Ứng suất kéo do co ngót lớn khi hàm lượng thép μ lớn;

Ứng suất kéo do co ngót và ứng suất kéo do tải trọng gây ra làm BT bị nứt sớm hơn so với khi không có ảnh hưởng của co ngót, nhưng khi đã có khe nứt thì ảnh hưởng của co ngót giảm và đến giai đoạn phá hoại thì không còn ảnh hưởng đến khả năng chịu lực của cấu kiện.

Trong kết cấu siêu tĩnh liên kết thừa ngăn cản co ngót của BT nên xuất hiện nội lực phụ.



$$\Rightarrow \sigma_t = (\varepsilon_0 - \varepsilon_1) \cdot \nu_t \cdot E_b.$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \varepsilon_1 \cdot E_s.$$

2.3.2.2 Ảnh hưởng đến từ biến:

Xét cấu kiện chịu lực đơn giản như hình vẽ:

Trong BT: $\sigma_b = \varepsilon \cdot \nu \cdot E_b; \Rightarrow \varepsilon = \frac{\sigma_b}{\nu \cdot E_b};$

Trong CT:

$$\sigma_s = \varepsilon \cdot E_s = \frac{\sigma_b}{\nu \cdot E_b} \cdot E_s = n_s \cdot \sigma_b; \quad (2-19)$$

Với $n_s = \frac{E_s}{\nu \cdot E_b}$ là hệ số tương đương ($\approx 8-20$).

Từ điều kiện cân bằng lực, có:

$$N = \sigma_b \cdot A_b + \sigma_s \cdot A_s = \sigma_b \cdot (A_b + n_s \cdot A_s); \quad (2-20)$$

Đặt $A_{red} = A_b + n_s \cdot A_s$ gọi là diện tích của tiết diện tương đương (qui đổi).

Ứng suất, biến dạng của cấu kiện: $\varepsilon = \frac{N}{\nu \cdot E_b \cdot A_{red}}; \Rightarrow \sigma_b = \frac{N}{A_{red}}; \quad \sigma_s = \frac{n_s \cdot N}{A_{red}};$

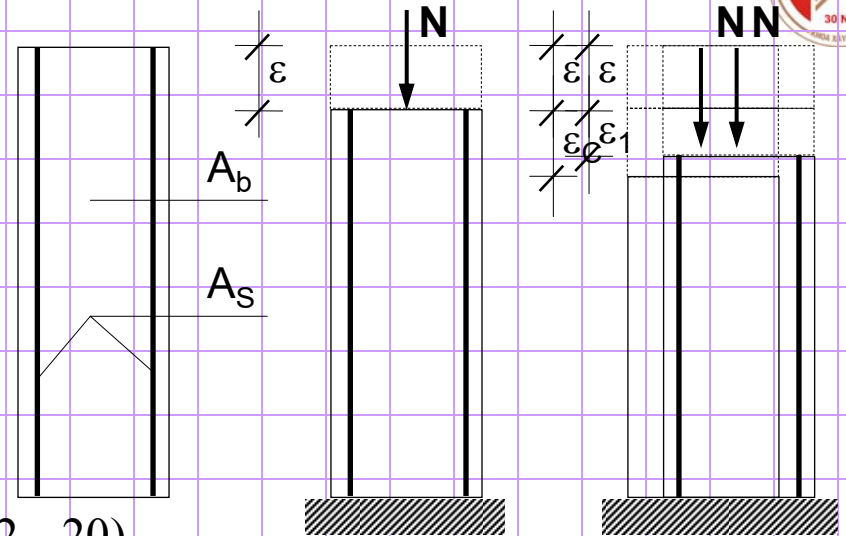
Khi chịu lực lâu dài, BT có biến dạng từ biến. Cốt thép cũng ảnh hưởng đến biến dạng từ biến của BT.

Nếu không có cốt thép, với ứng suất σ_b biến dạng từ biến của BT là $\varepsilon_c = C \cdot \sigma_b;$

Cốt thép sẽ cản trở biến dạng của BT, và biến dạng tăng thêm sẽ là: $\varepsilon_1 < \varepsilon_c;$

Do đó giữa BT và cốt thép có sự phân phối lại nội lực:

ứng suất trong BT giảm: $\Delta\sigma_b = \frac{\varepsilon_c \cdot \nu \cdot E_b}{1 + \frac{1}{n_s \cdot \mu}};$ ứng suất trong CT tăng: $\Delta\sigma_s = \frac{\varepsilon_c \cdot E_s}{n_s \cdot \mu + 1};$





2.3.3. Sự phá hoại và hư hỏng của BTCT:

2.3.3.1 Sự phá hoại do chịu lực:

- **Với thanh chịu kéo:** Sau khi BT bị nứt, cốt thép chịu toàn bộ lực kéo. Phá hoại khi ứng suất trong cốt thép đạt giới hạn chảy.
- **Với cột chịu nén:** Phá hoại khi ứng suất nén trong BT đạt đến cường độ chịu nén.
- **Với dầm chịu uốn:** Phá hoại khi ứng suất trong cốt thép chịu kéo đạt giới hạn chảy hoặc khi ứng suất trong BT vùng nén đạt đến cường độ chịu nén.

2.3.3.2 Sự hủy mòn của bê tông & các biện pháp bảo vệ:

Bê tông bị ăn mòn là do:

Tác dụng cơ học (*mưa, dòng chảy, sự đóng và tan băng liên tiếp..*),

Tác dụng sinh học (*rong rêu, hà, vi khuẩn ở sông, biển..*) hòa tan và cuốn đi làm BT trở nên xốp,

Tác dụng hóa học (*các chất axít, kiềm..*) xâm thực bề mặt hoặc thành phẩm của các phản ứng hóa học có thể tích lớn hơn thể tích các chất tham gia phản ứng, làm nứt nẻ khối BT.



2.3.3.2 Sự hủy mòn của bê tông & các biện pháp bảo vệ:

Chương 2



Bê tông bị ăn mòn là do:

Tác dụng cơ học (*mưa, dòng chảy, sự đóng và tan băng liên tiếp..*),

Tác dụng sinh học (*rong rêu, hà, vi khuẩn ở sông, biển..*) hòa tan và cuốn đi làm BT trở nên xốp,

Tác dụng hóa học (*các chất axít, kiềm..*) xâm thực bề mặt hoặc thành phẩm của các phản ứng hóa học có thể tích lớn hơn thể tích các chất tham gia phản ứng, làm nứt nẻ khối BT.

Cốt thép bị hủy mòn, bị gỉ tạo ra các Oxyt hoặc muối sắt có thể tích lớn hơn thể tích ban đầu, làm cho lớp BT bao quanh cốt thép bị vỡ bong.

Biện pháp bảo vệ:

Bê tông cần có cường độ cao và độ đặc chắc ở bề mặt của kết cấu.

Khi thiết kế các công trình có môi trường ăn mòn:

Khi cần dùng các biện pháp đặc biệt:

Cần cạo sạch bụi gỉ trên cốt thép trước khi sử dụng. Đảm bảo chiều dày lớp BT bảo vệ.



US Imperial sizes

Imperial bar designations represent the bar diameter in fractions of 1/8 inch, such that #8 = 8/8 inch = 1 inch diameter.

Imperial Bar Size	"Soft" Metric Size	Weight (lb/ft)	Nominal Diameter (in)	Nominal Diameter (mm)	Nominal Area (in ²)
#3	#10	0.376	0.375	9.525	0.11
#4	#13	0.668	0.500	12.7	0.20
#5	#16	1.043	0.625	15.875	0.31
#6	#19	1.502	0.750	19.05	0.44
#7	#22	2.044	0.875	22.225	0.60
#8	#25	2.670	1.000	25.4	0.79
#9	#29	3.400	1.128	28.65	1.00
#10	#32	4.303	1.270	32.26	1.27
#11	#36	5.313	1.410	35.81	1.56
#14	#43	7.650	1.693	43	2.25
#18	#57	13.60	2.257	57.33	4.00

European Metric sizes

Metric bar designations represent the nominal bar diameter in millimetres. Bars in Europe will be specified to comply with the standard EN 10080 (awaiting introduction as of early 2007), although various national standards still remain in force (e.g. BS 4449 in the United Kingdom).

Metric Bar Size	Mass (kg/m)	Nominal Diameter (mm)	Cross-Sectional Area (mm ²)
6,0	0.187	6	28.3
8,0	0.395	8	50.3
10,0	0.617	10	78.5
12,0	0.888	12	113
14,0	1.21	14	154
16,0	1.58	16	201
20,0	2.47	20	314
25,0	3.85	25	491
28,0	4.83	28	616
32,0	6.31	32	804
40,0	9.86	40	1257



BẢNG TRA DIỆN TÍCH VÀ TRỌNG LƯỢNG CỐT THÉP

φ mm	Diện tích tiết diện ngang cm ² - ứng với số thanh									Tr.lượng 1m, kG	φ mm
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		
5	0.196	0.393	0.589	0.785	0.982	1.178	1.374	1.571	1.77	0.154	5
6	0.283	0.565	0.848	1.131	1.414	1.696	1.979	2.262	2.54	0.222	6
8	0.503	1.005	1.508	2.011	2.513	3.016	3.519	4.021	4.52	0.395	8
10	0.785	1.571	2.356	3.142	3.927	4.712	5.498	6.283	7.07	0.617	10
12	1.131	2.262	3.393	4.524	5.655	6.786	7.917	9.048	10.18	0.888	12
14	1.539	3.079	4.618	6.158	7.697	9.236	10.78	12.32	13.85	1.208	14
16	2.011	4.021	6.032	8.042	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	1.578	16
18	2.545	5.089	7.634	10.18	12.72	15.27	17.81	20.36	22.90	1.998	18
20	3.142	6.283	9.425	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27	2.466	20
22	3.801	7.603	11.40	15.21	19.01	22.81	26.61	30.41	34.21	2.984	22
25	4.909	9.817	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	3.853	25
28	6.158	12.32	18.47	24.63	30.79	36.95	43.10	49.26	55.42	4.834	28
30	7.069	14.14	21.21	28.27	35.34	42.41	49.48	56.55	63.62	5.549	30
32	8.042	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	6.313	32
36	10.18	20.36	30.54	40.72	50.89	61.07	71.25	81.43	91.61	7.990	36
40	12.57	25.13	37.70	50.27	62.83	75.40	87.96	100.5	113.1	9.865	40

BẢNG TRA DIỆN TÍCH CỐT THÉP CỦA BẢN

Khoảng cách, cm	Đường kính cốt thép, mm									
	5	6	6/8	8	8/10	10	10/12	12	12/14	14
7	2.80	4.04	5.61	7.18	9.20	11.22	13.69	16.16	19.07	21.99
8	2.45	3.53	4.91	6.28	8.05	9.82	11.98	14.14	16.69	19.24
9	2.18	3.14	4.36	5.59	7.16	8.73	10.65	12.57	14.84	17.10
10	1.96	2.83	3.93	5.03	6.44	7.85	9.58	11.31	13.35	15.39
11	1.78	2.57	3.57	4.57	5.85	7.14	8.71	10.28	12.14	13.99
12	1.64	2.36	3.27	4.19	5.37	6.54	7.98	9.42	11.13	12.83
13	1.51	2.17	3.02	3.87	4.95	6.04	7.37	8.70	10.27	11.84
14	1.40	2.02	2.80	3.59	4.60	5.61	6.84	8.08	9.54	11.00
15	1.31	1.88	2.62	3.35	4.29	5.24	6.39	7.54	8.90	10.26
16	1.23	1.77	2.45	3.14	4.03	4.91	5.99	7.07	8.34	9.62
17	1.15	1.66	2.31	2.96	3.79	4.62	5.64	6.65	7.85	9.06
18	1.09	1.57	2.18	2.79	3.58	4.36	5.32	6.28	7.42	8.55
19	1.03	1.49	2.07	2.65	3.39	4.13	5.04	5.95	7.03	8.10
20	0.98	1.41	1.96	2.51	3.22	3.93	4.79	5.65	6.68	7.70



Back

P1.. P15.. P2.. P3..

TÍNH NĂNG CƠ LÝ CỦA VẬT LIỆU 27



NGUYÊN LÝ CẤU TẠO & TÍNH TOÁN KẾT CẤU BTCT. *Chương*



Thiết kế kết cấu BTCT gồm 2 việc chính: tính toán và cấu tạo.

Nội dung tính toán gồm:

- **Xác định tải trọng** và tác động;
- **Xác định nội lực** do từng loại tải trọng và các tổ hợp của chúng;
- **Tính toán tiết diện** xác định khả năng chịu lực của kết cấu hoặc cốt thép.

Các yêu cầu cấu tạo gồm:

- **Chọn vật liệu** (mác BT và nhóm cốt thép) phụ thuộc môi trường sử dụng, tính chất chịu lực, tính chất của tải trọng, vai trò của kết cấu...
- **Chọn kích thước tiết diện, Bố trí cốt thép.**
- **Liên kết giữa các bộ phận** và chọn giải pháp bảo vệ chống xâm thực.



NGUYÊN LÝ CẤU TẠO & TÍNH TOÁN KẾT CẤU BTCT. *Chương*



3.1. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP:

3.1.1 Tải trọng, tác động:

- Theo tính chất:

Tải trọng thường xuyên (tĩnh tải):

Tải trọng tạm thời (hoạt tải):

Tải trọng đặc biệt:

- Theo phương, chiều:

Tải trọng đứng:

Tải trọng ngang:

- Theo trị số khi tính theo PP trạng thái giới hạn:

Trị số tiêu chuẩn (Tải trọng tiêu chuẩn):

Tải trọng tính toán: $TT^{TT} = TT^{TC} \cdot n$ (3 – 1)

- Theo thời gian tác dụng của tải trọng:

Tải trọng tác dụng dài hạn.

Tải trọng tác dụng ngắn hạn.

3.1.2 Nội lực:

Sơ đồ tính: Sơ đồ kết cấu là cơ sở để xác định sơ đồ tính toán kết cấu chịu lực.

Với kết cấu tĩnh định:

Với kết cấu siêu tĩnh (dầm liên tục, khung, vỏ mỏng...): Tính theo sơ đồ đàn hồi hoặc theo sơ đồ dẻo

Để tính nội lực và thực hiện tổ hợp nội lực cần thành lập một số sơ đồ tính:

- **Một sơ đồ tính với tĩnh tải (cho nội lực S_g).**
- **Một số sơ đồ tính với các trường hợp có thể xảy ra của hoạt tải (S_{ij}).**

Nội lực tính toán là tổ hợp của S_g và các S_{ij} : $S = S_g + \sum \gamma \cdot S_{ij}$ (3 - 2)

γ là hệ số tổ hợp, theo TCVN 2737-1995 lấy $\gamma = 1$ khi chỉ xét một hoạt tải, $\gamma < 1$ (0,9) khi tính với từ hai hoạt tải trở lên

3.1.3 Tính toán tiết diện BTCT:

- **Bài toán kiểm tra:** Các thông số về tiết diện BT và cốt thép đã cho trước, cần xác định nội lực lớn nhất mà TD có thể chịu được;

$$\text{Điều kiện kiểm tra là : } S \leq S_{td} \quad (3 - 3)$$

- **Bài toán thiết kế:** cũng từ điều kiện (3 - 3) nhưng trong biểu thức xác định S_{td} các thông số về tiết diện còn là ẩn số cần xác định.

3.1.3 Tính toán tiết diện BTCT:

3.1.3.1 Phương pháp tính theo ứng suất cho phép:

Điều kiện tính toán: $\sigma \leq [\sigma]$. (3 - 4)

Trong đó: - σ : Ứng suất lớn nhất trong vật liệu do tải trọng sử dụng.

- $[\sigma]$: Ứng suất cho phép của vật liệu. $[\sigma] = \frac{R}{k}$;

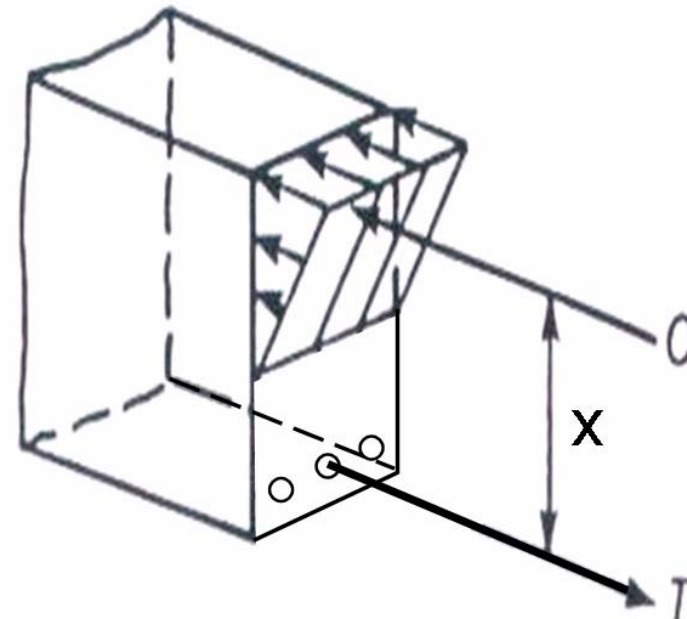
Giả thiết tính toán:

① Giả thiết TD phẳng:

② Xem BT và CT là vật liệu đàn hồi.

- Sơ đồ ứng suất của miền BT chịu nén là tuyến tính: (Không xét BT chịu kéo)

- Quy đổi tiết diện gồm Bê tông & Cốt thép thành TD tương đương chỉ có BT:



Dựa vào điều kiện biến dạng của Cốt thép & BT tại vị trí Cốt thép đó là bằng nhau.

$$\varepsilon_S = \frac{\sigma_S}{E_S} = \varepsilon_{bt} = \frac{\sigma_{bt}}{E_b} \Rightarrow \sigma_S = \frac{E_S}{E_b} \cdot \sigma_{bt} = n_S \cdot \sigma_{bt};$$

Tức là qui đổi với một diện tích cốt thép chịu kéo tương đương thành n_s lần diện tích BT hay diện tích cốt thép A_S quy đổi thành $n_S \cdot A_S$ diện tích BT.

Không xét BT chịu kéo (ở vùng kéo chỉ có diện tích BT quy đổi của cốt thép chịu kéo)

Xét dầm chịu uốn TD chữ nhật:

Tiết diện quy đổi và sơ đồ ứng suất:

$$J_{red} = \frac{b \cdot x^3}{3} + n_S \cdot A_S \cdot (h_0 - x)^2;$$

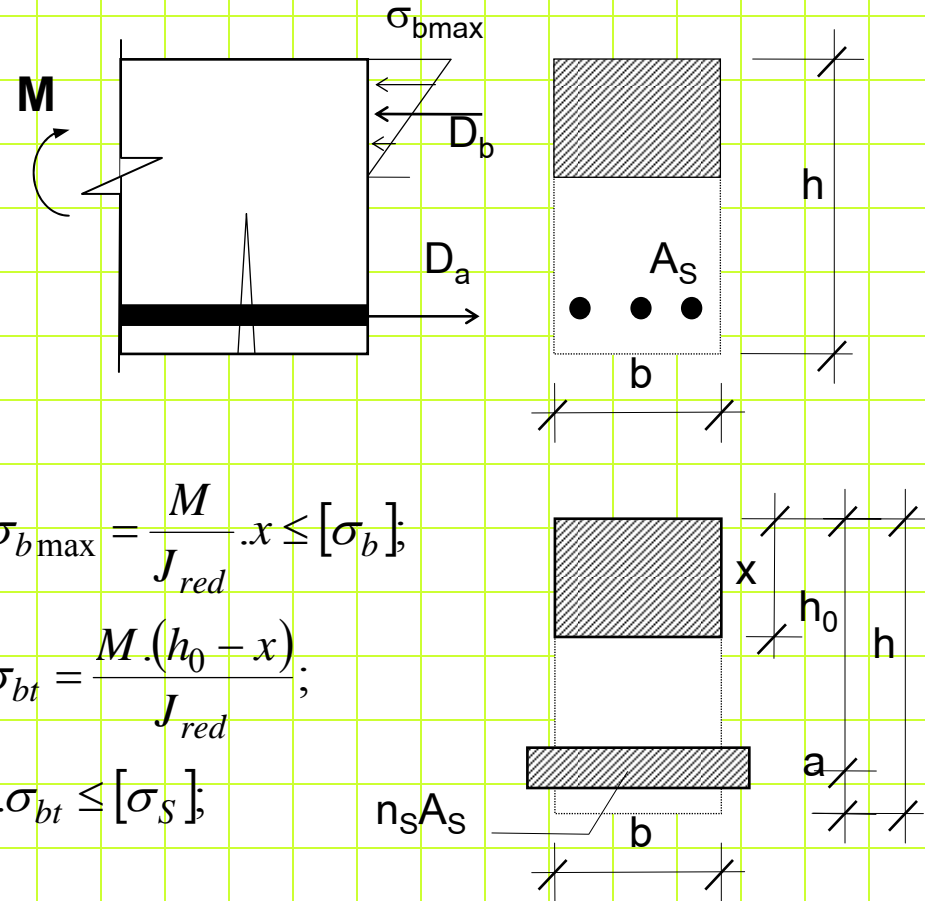
Vị trí trục trung hoà:

$$S_{red} = \frac{b \cdot x^2}{2} - n_S \cdot A_S \cdot (h_0 - x) = 0;$$

Ứng suất lớn nhất của BT chịu nén: $\sigma_{b_{max}} = \frac{M}{J_{red}} \cdot x \leq [\sigma_b];$

Ứng suất kéo trong BT tương đương: $\sigma_{bt} = \frac{M \cdot (h_0 - x)}{J_{red}};$

Vậy ứng suất trong cốt thép: $\sigma_S = n_S \cdot \sigma_{bt} \leq [\sigma_S];$





3.1.3 Tính toán tiết diện BTCT:

3.1.3.2 Phương pháp tính theo ứng suất cho phép:

Điều kiện tính toán: $\sigma \leq [\sigma]$. (3 - 4)

Trong đó: - σ : Ứng suất lớn nhất trong vật liệu do tải trọng sử dụng.

- $[\sigma]$: Ứng suất cho phép của vật liệu. $[\sigma] = \frac{R}{k}$;

Giả thiết tính toán:

① Giả thuyết TD phẳng:

② Xem BT và CT là vật liệu đàn hồi.

- Quy đổi tiết diện gồm Bê tông & Cốt thép thành TD tương đương chỉ có BT:

- Sơ đồ ứng suất của miền BT chịu nén là tuyến tính: (Không xét BT chịu kéo)

Ưu điểm:

- Ra đời sớm nhất cho nên giúp cho người thiết kế có khái niệm tương đối rõ rệt về sự làm việc của kết cấu

- Kết cấu có độ an toàn khá cao.

Nhược điểm:

- BTCT không phải là vật liệu đồng chất, BT có biến dạng dẻo và có nứt trong vùng kéo...

- Hệ số n_s thay đổi theo trị số ứng suất trên tiết diện, tùy thuộc số hiệu thép và BT.

- Hệ số an toàn $k=R/[\sigma]$ của BT & cốt thép không giống nhau thì hệ số nào là hệ số an toàn của kết cấu.

3.1.3.2 Phương pháp tính theo nội lực phá hoại:

Nội dung cơ bản của phương pháp là: **Xác định nội lực lớn nhất do tải trọng tại TD tính toán rồi so sánh với khả năng chịu lực của TD đó.**

Điều kiện kiểm tra: $S_c \leq S_{ph} / k$ hay $k \cdot S_c \leq S_{ph}$ (3 - 5)

Trong đó:

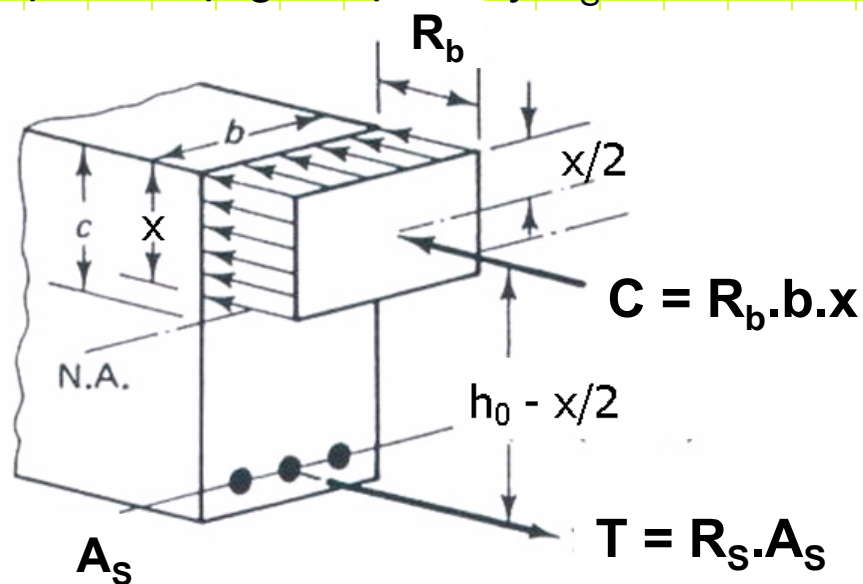
S_c : Nội lực do tải trọng tiêu chuẩn gây ra tại TD xét.

S_{ph} : Khả năng chịu lực của TD (Còn gọi là nội lực phá hoại).

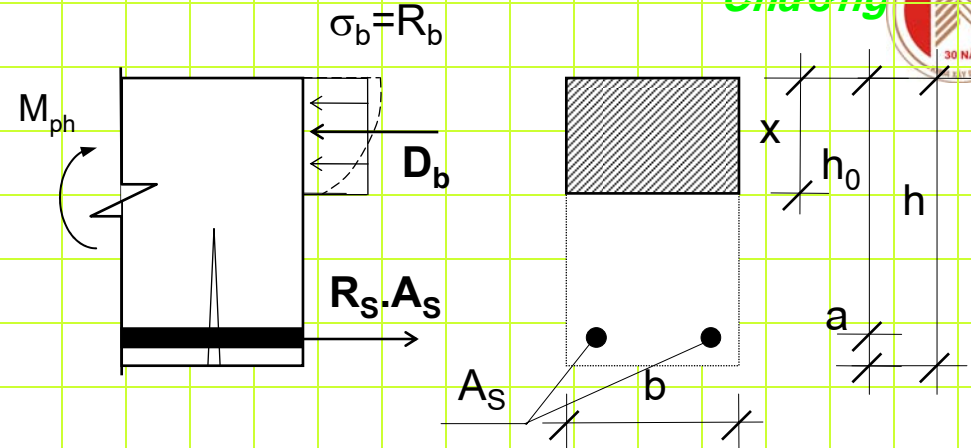
$k > 1$: Hệ số an toàn của kết cấu. ($k = 1.5 \div 2.5$)

Xác định khả năng chịu lực của TD theo các giả thiết sau:

- Ứng suất trong BT chịu nén đạt R_b và phân bố chữ nhật (đều).
- Ứng suất trong cốt thép chịu kéo đạt giới hạn chảy R_s .



Thí dụ với cấu kiện chịu uốn:



Phương trình cân bằng mômen với trục qua trọng tâm D_b :

$$\sum M_{D_b} = 0 \Rightarrow M_{ph} - R_S \cdot A_S \cdot (h_0 - 0,5x) = 0;$$

Có được: $M_{ph} = R_S \cdot A_S \cdot (h_0 - 0,5x)$.

Chiều cao vùng BT chịu nén xác định theo phương trình hình chiếu các lực lên phương trục cấu kiện: $\sum X = 0 \Rightarrow R_S \cdot A_S = R_b \cdot b \cdot x$.

Điều kiện (3-5) là: $k \cdot M \leq M_{ph}$.

3.1.3.2 Phương pháp tính theo nội lực phá hoại:

Nội dung cơ bản của phương pháp là: **Xác định nội lực lớn nhất do tải trọng tại TD tính toán rồi so sánh với khả năng chịu lực của TD đó.**

Điều kiện kiểm tra: $S_c \leq S_{ph} / k$ hay $k \cdot S_c \leq S_{ph}$. (3 - 5)

Trong đó:

S_c : Nội lực do tải trọng tiêu chuẩn gây ra tại TD xét.

S_{ph} : Khả năng chịu lực của TD (Còn gọi là nội lực phá hoại).

$k > 1$: Hệ số an toàn của kết cấu. ($k = 1.5 \div 2.5$)

Xác định khả năng chịu lực của TD theo các giả thiết sau:

- Ứng suất trong BT chịu nén đạt R_b và phân bố chữ nhật (đều).
- Ứng suất trong cốt thép chịu kéo đạt giới hạn chảy R_s .

Ưu điểm:

- Đã xét đến sự làm việc của vật liệu ở giai đoạn dẻo nên **tiết kiệm vật liệu.**
- Cho khái niệm **rõ ràng hơn về độ an toàn** của kết cấu .

Nhược điểm:

- Hệ số an toàn $k = S_{ph} / S_c$ gộp chung lại như vậy là chưa thoả đáng vì độ an toàn của kết cấu phụ thuộc rất nhiều yếu tố như tải trọng, vật liệu, điều kiện làm việc v.v.. Vì vậy **không thể đánh giá độ an toàn bằng một hệ số duy nhất được.**
- Chưa xét đến biến dạng và nứt của kết cấu là hai vấn đề cũng rất được quan tâm.



3.2. PHƯƠNG PHÁP TÍNH CẤU KIỆN THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN:

Chương



3.2.1 Các trạng thái giới hạn (TTGH):

- TTGH là trạng thái mà từ đó trở đi kết cấu không thỏa mãn các yêu cầu đề ra cho nó (do chịu lực quá sức, do mất ổn định, do biến dạng quá lớn hoặc do khe nứt xuất hiện và mở rộng v.v..)
- Kết cấu BTCT được tính theo 2 nhóm TTGH: **TTGH thứ I** (TTGH về cường độ) và **TTGH thứ II** (TTGH về điều kiện sử dụng)

3.2.2 Tính theo TTGH về cường độ (TTGH I):

TTGH thứ I được qui định ứng với lúc **kết cấu bắt đầu bị phá hoại, bị mất ổn định về hình dáng và vị trí, bị hỏng do mỏi** do tác dụng đồng thời của tải trọng và môi trường.

Điều kiện tính toán: $S \leq S_{gh}$ (3 - 6)

S: Là nội lực lớn nhất có thể phát sinh tại TD do tải trọng tính toán gây ra.

S_{gh}: Là giới hạn bé nhất về khả năng chịu lực của TD xác định theo cường độ tính toán của vật liệu.

- Tính theo TTGH thứ I là cần thiết đối với mọi kết cấu cũng như các bộ phận.
- Tính theo TTGH thứ I cho mọi giai đoạn: chế tạo, vận chuyển, cầu lắp, sử dụng, sửa chữa.. (mỗi giai đoạn với sơ đồ tính phù hợp).

3.2.3 Tính theo TTGH về điều kiện sử dụng (TTGH II):

Tính theo TTGH thứ II về biến dạng: $f \leq f_{gh}$ (3 – 7a)

f : biến dạng hoặc chuyển vị do tải trọng tiêu chuẩn

f_{gh} : biến dạng hay chuyển vị tối đa mà qui phạm cho phép:

Tính theo TTGH thứ II về nứt:

- Nếu kết cấu được phép nứt: $a_{crc} \leq a_{gh}$ (3 – 7b)

a_{crc} : bề rộng khe nứt do tải trọng tiêu chuẩn.

a_{gh} : bề rộng khe nứt giới hạn mà qui phạm cho phép;

Giới hạn cho phép của bề rộng khe nứt và biến dạng để đảm bảo điều kiện làm việc bình thường: a_{gh} lấy theo Bảng 1, Bảng 2 trang 12, f_{gh} lấy theo Bảng 4 trang 14 TCXDVN 356:2005.

- Nếu kết cấu không cho phép nứt: $S_c \leq S_{crc}$ (3 – 7c)

S_c : nội lực do tải trọng tiêu chuẩn.

S_{crc} : Nội lực tối đa mà TD có thể chịu được khi sắp nứt (khả năng chống nứt).

(Có thể xem S_c là ứng suất kéo lớn nhất trong BT, S_{crc} là cường độ chịu kéo của BT) TCXDVN 356:2005 điều 4.2.2 trang 10 qui định:

Tính toán kết cấu về tổng thể cũng như tính toán từng cấu kiện của nó cần tiến hành đối với mọi giai đoạn: chế tạo, vận chuyển, thi công, sử dụng và sửa chữa. Sơ đồ tính toán ứng với mỗi giai đoạn phải phù hợp với giải pháp cấu tạo đã chọn.

Cho phép không cần tính toán kiểm tra sự mở rộng vết nứt và biến dạng nếu qua thực nghiệm hoặc thực tế sử dụng các kết cấu tương tự đã khẳng định được: bề rộng vết nứt ở mọi giai đoạn không vượt quá giá trị cho phép và kết cấu có đủ độ cứng ở giai đoạn sử dụng.

3.2.2 Cường độ tính toán của vật liệu :

3.2.2.1 Cường độ tính toán của BT:

Cường độ tính toán của BT về nén R_b và về kéo R_{bt} được xác định như sau:

$$R_b = \frac{\gamma_{bi} \cdot R_{bn}}{\gamma_{bc}}; \quad R_{bt} = \frac{\gamma_{bi} \cdot R_{btn}}{\gamma_{bt}}; \quad (3-8)$$

Trong đó γ_{bc} và γ_{bt} là hệ số độ tin cậy của BT khi nén và khi kéo.

Khi tính theo TTGH I $\gamma_{bc}=1,3-1,5$ và $\gamma_{bt}=1,3-2,3$ -TCXDVN 356:2005 Bảng 11 trang 34.

γ_{bi} là hệ số điều kiện làm việc của BT ($i=1, 2, \dots, 10$) -TCXDVN 356:2005 Bảng 15 trang 37.

3.2.2.2 Cường độ tính toán của cốt thép:

Cường độ tính toán của cốt thép về kéo R_s được xác định như sau:

$$R_s = \frac{\gamma_{si} \cdot R_{sn}}{\gamma_s}; \quad (3-9)$$

Trong đó γ_s là hệ số độ tin cậy của cốt thép. Khi tính theo TTGH thứ nhất $\gamma_s=1,05-1,2$ tùy thuộc loại thép. TCXDVN 356:2005 Bảng 20 trang 46.

γ_{si} là hệ số điều kiện làm việc của cốt thép ($i=1, 2, \dots, 9$). TCXDVN 356:2005 Bảng 23 trang 49.

3.3. NGUYÊN LÝ CẤU TẠO:

3.3.1 Chọn kích thước tiết diện các cấu kiện:

Khi thiết kế kết cấu BTCT thường phải chọn kích thước TD các cấu kiện để xác định tải trọng, tính nội lực và cốt thép.

Sự hợp lý của TD chọn theo yêu cầu chịu lực được đánh giá qua hàm lượng thép μ (mỗi loại cấu kiện có một khoảng hợp lý của μ).

Chọn TD còn phải quan tâm đến yếu tố thẩm mỹ (yêu cầu tạo dáng của kiến trúc) và điều kiện chế tạo (thống nhất ván khuôn, bố trí thép và đổ BT..).

3.3.2 Khung và lưới cốt thép:

Cốt thép trong cấu kiện BTCT được liên kết thành khung, lưới để:

- **Giữ vị trí cốt thép khi thi công.**
- **Các cốt thép cùng chịu lực, tránh các phá hoại cục bộ.**
- **Chịu các ứng suất phức tạp mà tính toán không xét đến.**

Liên kết các cốt thép bằng cách buộc hoặc hàn.

Khung cốt thép: gồm cốt dọc, cốt ngang, cốt thi công. Thường bố trí ở các cấu kiện dạng thanh như cột, dầm.

Lưới cốt thép: Thường sử dụng cho các cấu kiện dạng bản như bản sàn, bản móng.

Khung cốt thép: gồm cốt dọc, cốt ngang, cốt thi công. Thường bố trí ở các cấu kiện dạng thanh như cột, dầm.

Lưới cốt thép: Thường sử dụng cho các cấu kiện dạng bản như bản sàn, bản móng.

3.3.2.1 Khung lưới buộc:

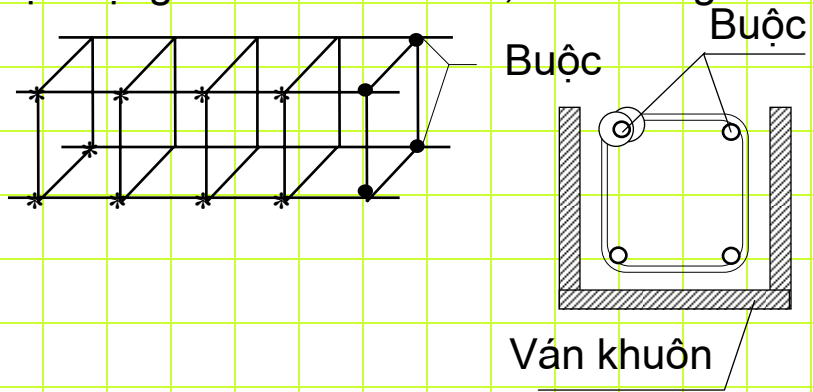
Buộc bằng sợi thép $\phi 0,8 \div \phi 1$.

*** Ưu điểm:**

- Chịu tải trọng động tốt. (có độ dẻo cao)
- Bố trí cốt thép linh động.
- Không cần thiết bị hàn.

*** Nhược điểm:**

- Mức độ liên kết không tốt bằng hàn.
- Thi công chậm, khó cơ giới hóa.

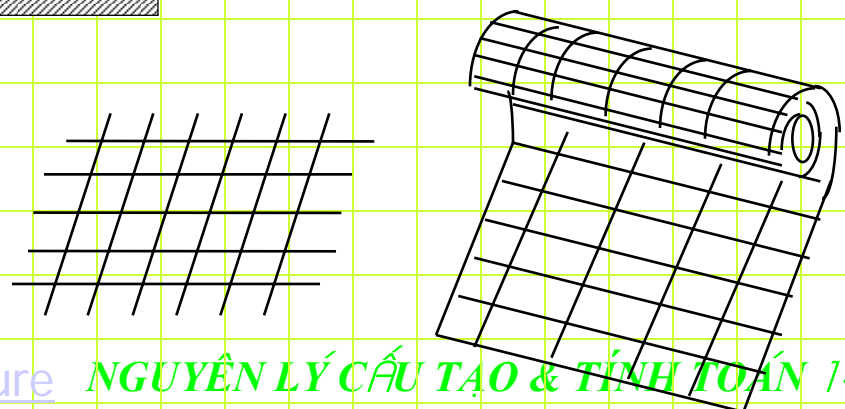


3.3.2.2 Khung lưới hàn:

Có thể chế tạo sẵn các khung phẳng rồi ghép thành khung không gian bằng các thanh ngang (cốt thi công)



Có thể là lưới phẳng hoặc cuộn nhưng đảm bảo mỗi cuộn $G \leq 500$ kg để phù hợp cần cầu thi công.



3.3.3 Cốt chịu lực và cốt cấu tạo:

- **Cốt chịu lực:** Dùng để chịu các ứng lực phát sinh do tải trọng, được xác định theo tính toán.

- **Cốt cấu tạo:** Liên kết các cốt chịu lực thành khung hoặc lưới, giảm sự co ngót không đều của BT, chịu ứng suất do co ngót và thay đổi nhiệt độ, giảm bề rộng khe nứt, hạn chế biến dạng (võng), phân bố tác dụng của tải trọng tập trung..

3.3.4 Lớp p BT bảo vệ:

Lớp BT bảo vệ cốt dọc chịu lực TCXDVN 356:2005 qui định:

Điều 8.3.2 trang 122: Đối với cốt thép dọc chịu lực (không ứng lực trước, ứng lực trước, ứng lực trước kéo trên bề), chiều dày lớp bê tông bảo vệ cần được lấy không nhỏ hơn đường kính cốt thép hoặc dây cáp và không nhỏ hơn:

- Trong bản và tường có chiều dày:

+ từ 100 mm trở xuống:	10 mm	(15 mm)
+ trên 100 mm:	15 mm	(20 mm)

- Trong dầm và dầm sườn có chiều cao:

+ nhỏ hơn 250 mm:	15 mm	(20 mm)
+ lớn hơn hoặc bằng 250 mm:	20 mm	(25 mm)

- Trong cột:

20 mm (25 mm)

- Trong dầm móng:

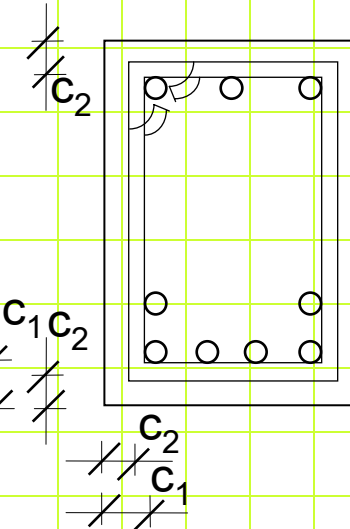
30 mm

- Trong móng:

+ lắp ghép: 30 mm

+ toàn khối khi có lớp bê tông lót: 35 mm

+ toàn khối khi không có lớp bê tông lót: 70 mm





3.3.4 Lớp p BT bảo vệ:



Lớp BT bảo vệ cốt cấu tạo TCXDVN 356:2005 qui định:

Điều 8.3.3 trang 122: Chiều dày lớp bê tông bảo vệ cho cốt thép đai, cốt thép phân bố và cốt thép cấu tạo cần được lấy không nhỏ hơn đường kính của các cốt thép này và không nhỏ hơn:

- khi chiều cao tiết diện cấu kiện nhỏ hơn 250 mm: 10 mm (15 mm)
- khi chiều cao tiết diện cấu kiện bằng 250 mm trở lên: 15 mm (20 mm)

chú thích:

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

Trong kết cấu một lớp làm từ bê tông nhẹ và bê tông rỗng cấp B7,5 và thấp hơn, chiều dày lớp bê tông bảo vệ cốt thép dọc chịu lực cần phải không nhỏ hơn 20 mm, còn đối với các panen tường ngoài (không có lớp trát) không được nhỏ hơn 25 mm.

Đối với các kết cấu một lớp làm từ bê tông tổ ong, trong mọi trường hợp lớp bê tông bảo vệ không nhỏ hơn 25 mm.

Trong các cấu kiện làm từ bê tông nhẹ, bê tông rỗng có cấp không lớn hơn B7,5 và làm từ bê tông tổ ong, chiều dày lớp bê tông bảo vệ cho cốt thép ngang lấy không nhỏ hơn 15 mm, không phụ thuộc chiều cao tiết diện.

3.3.5 Bố trí cốt thép và khoảng cách giữa các cốt thép:

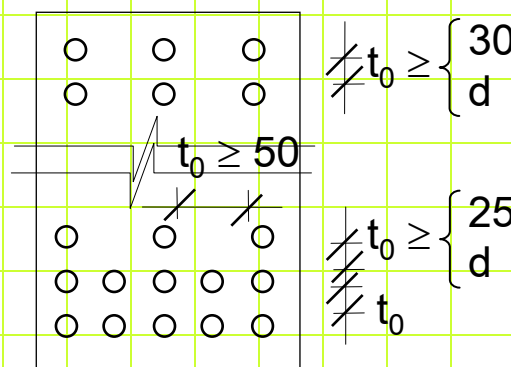
- Nếu cốt thép nằm ngang hoặc nghiêng khi đổ BT:

TCXDVN 356:2005 qui định:

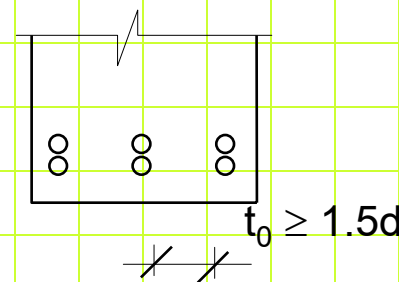
Điều 8.4.1 trang 123: Khoảng cách thông thủy giữa các thanh cốt thép (hoặc vỏ ống đặt cốt thép căng) theo chiều cao và chiều rộng tiết diện cần đảm bảo sự làm việc đồng thời giữa cốt thép với bê tông và được lựa chọn có kể đến sự thuận tiện khi đổ và đầm vữa bê tông. Đối với kết cấu ứng lực trước cũng cần tính đến mức độ nén cục bộ của bê tông, kích thước của các thiết bị kéo (kích, kẹp). Trong các cấu kiện sử dụng đầm bàn hoặc đầm dùi khi chế tạo cần đảm bảo khoảng cách giữa các thanh cốt thép cho phép đầm đi qua để làm chặt vữa bê tông.

$$t_0 \geq \begin{cases} 30 \\ d \end{cases}$$

(t_0 là khoảng hở giữa các mép của các cốt thép-khoảng cách thông thủy)



$$t_0 \geq \begin{cases} 25 \\ d \end{cases}$$



- Nếu cốt thép đặt đứng khi đổ BT: $t_0 \geq 50$.

Ngoài ra khoảng cách giữa các cốt thép cũng không nên quá lớn nhằm tránh các vết nứt do co ngót, thay đổi nhiệt độ, tránh sự phá hoại cục bộ và ổn định của khung (lưới) cốt thép khi thi công.. Trong mọi trường hợp $t_0 \leq 400$.

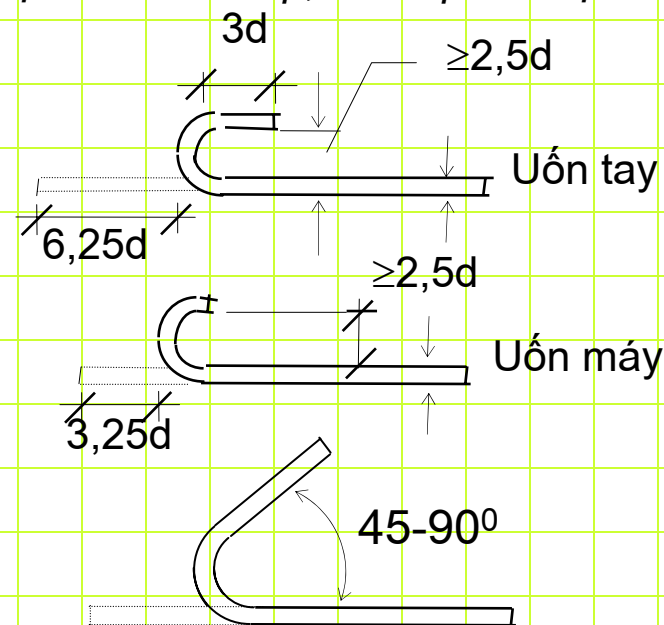
3.3.6 Neo cốt thép:

Neo cốt thép nhằm bảo đảm phát huy hết khả năng chịu lực của cốt thép, tránh phá hoại cục bộ do tuột.

Neo có uốn móc ở đầu: Cốt thép tròn trơn trong khung buộc phải có móc neo ở hai đầu.

TCXDVN 356:2005 qui định:

Điều 8.5.1 trang 124: Đối với những thanh cốt thép có gờ, cũng như các thanh cốt thép tròn trơn dùng trong các khung thép hàn và lưới hàn thì đầu mút để thẳng, không cần uốn móc. Những thanh cốt thép tròn trơn chịu kéo dùng trong khung, lưới buộc cần được uốn móc ở đầu, móc dạng chữ L hoặc chữ U.



Chiều dài đoạn neo: được xác định theo khả năng truyền lực giữa BT và cốt thép (lực dính):

$$l_{an} = \left(\omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an} \right) d; \quad (3-10)$$

nhưng không nhỏ hơn $l_{an} = \lambda_{an} \cdot d$;

Trong đó ω_{an} , $\Delta\lambda_{an}$, λ_{an} cũng như giá trị cho phép tối thiểu l_{an} được xác định theo TCXDVN 356:2005 Bảng 36 (tr. 125).

Trường hợp khi thanh cần neo có diện tích tiết diện lớn hơn diện tích yêu cầu theo tính toán độ bền với toàn bộ cường độ tính toán, chiều dài l_{an} theo công thức (3-10) cho phép giảm xuống bằng cách nhân với tỷ số diện tích cần thiết theo tính toán và diện tích thực tế của tiết diện cốt thép.

3.3.6 Neo cốt thép:

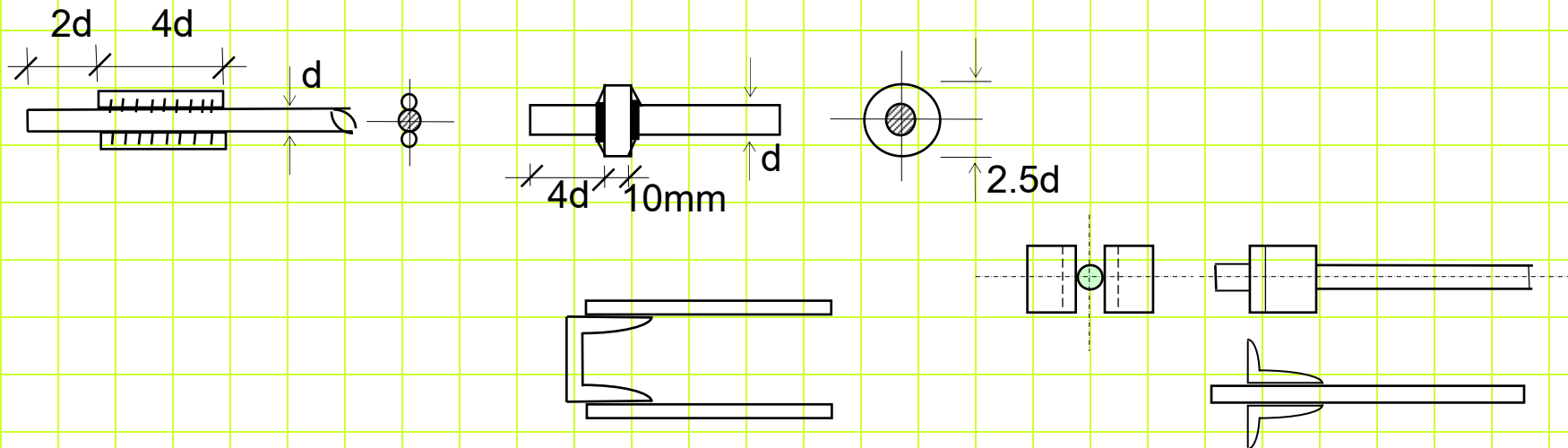
Chiều dài đoạn neo: được xác định theo khả năng truyền lực giữa BT và cốt thép (lực dính):

$$l_{an} = \left(\omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an} \right) d; \quad (3-10)$$

nhưng không nhỏ hơn $l_{an} = \lambda_{an} \cdot d$;

Trong đó ω_{an} , $\Delta\lambda_{an}$, λ_{an} cũng như giá trị cho phép tối thiểu l_{an} được xác định theo TCXDVN 356:2005 Bảng 36 (tr. 125).

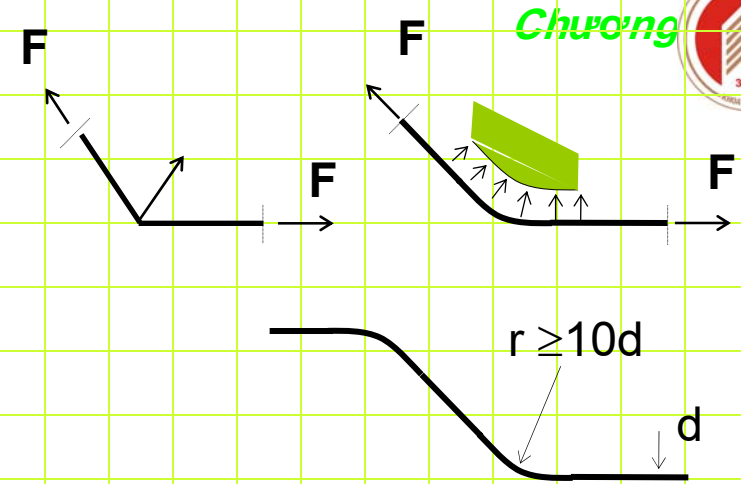
Neo bằng cách hàn các thép neo ở đầu:



3.3.7 Uốn cốt thép:

Tại chỗ uốn cong, cốt thép khi chịu lực sẽ ép cục bộ vào BT.

Để phân bố lực nén ép đều vào BT, cốt thép được uốn cong với bán kính cong $r \geq 10d$.



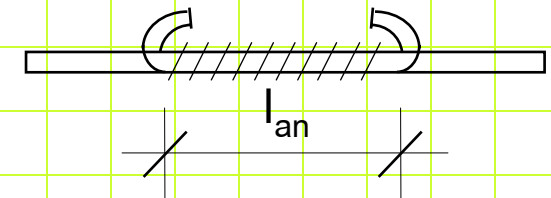
3.3.8 Nối cốt thép:

3.3.8.1 Nối chồng (nối buộc):

Khi $d \leq 36$. Không nên nối buộc cốt thép trong vùng kéo tại TD tận dụng hết khả năng chịu lực.

Đoạn l_{an} xác định theo công thức tính đoạn neo và:

Kéo: $l_{an} \geq 250 \text{ mm.}$
 Nén: $l_{an} \geq 200 \text{ mm.}$ } Tùy thuộc mác BT và loại cốt thép



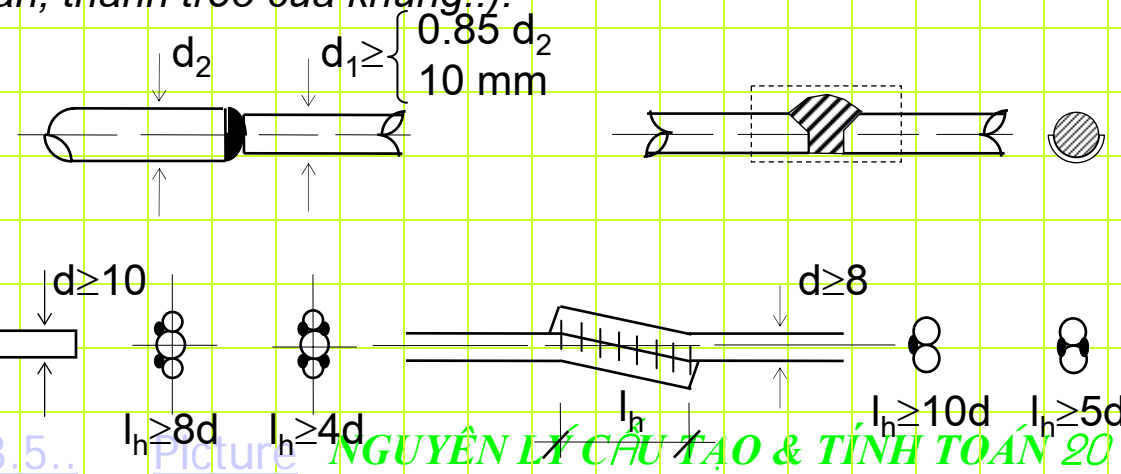
Không được nối buộc khi $d > 36$ hoặc khi cấu kiện chịu kéo hoàn toàn (Thanh chịu kéo của dàn, thanh treo của khung..).

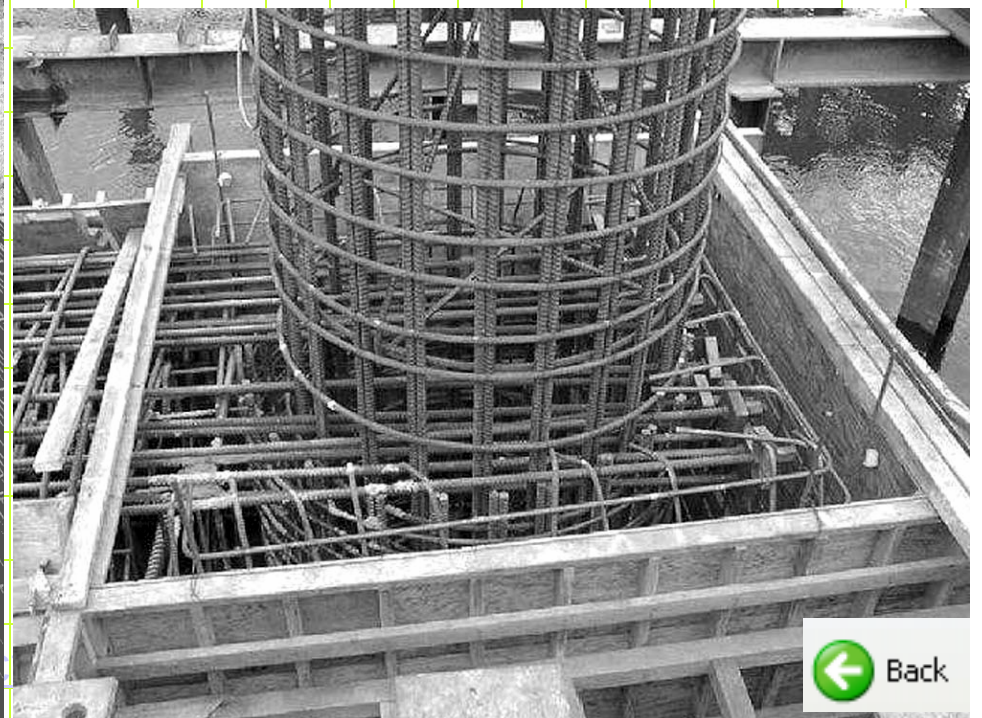
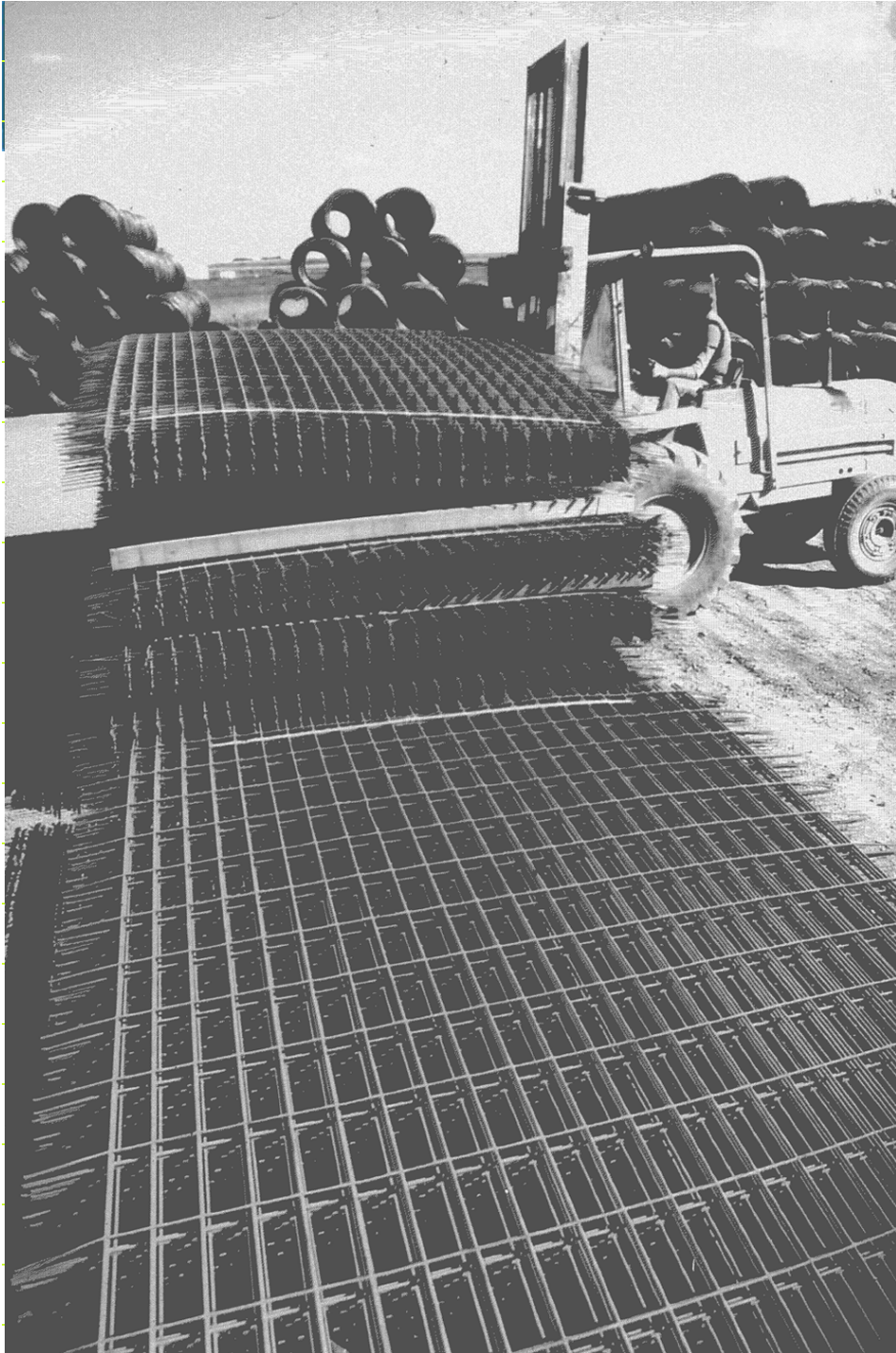
Hàn đối đầu:

Hàn đối đầu có nẹp:

Hàn ghép (chồng):

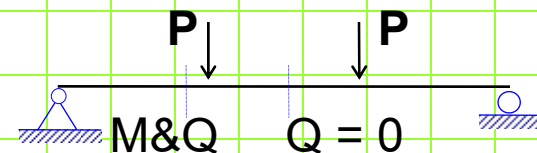
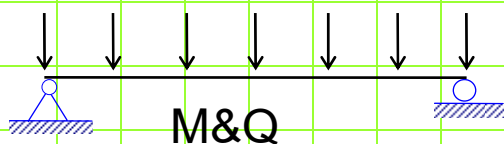
Hàn trong máng:







Cầu kiến chịu uốn là cầu kiến chịu M hay đồng thời M & Q.



Cầu kiến chịu uốn là loại cầu kiến cơ bản rất quan trọng được sử dụng rộng rãi và trong nhiều bộ phận của công trình như dầm, sàn, cầu thang, ...
Có thể quy về hai loại cơ bản: bản và dầm.

4.1. ĐẶC ĐIỂM CẤU TẠO:

4.1.1 Bản:

Bản là loại kết cấu phẳng có chiều dày khá bé so với chiều dài và chiều rộng.

Trong kết cấu nhà cửa bản có kích thước mặt bằng thường bằng 2÷6m.

Chiều dày bản chọn theo yêu cầu chịu lực và độ cứng (biến dạng, võng, góc xoay.. Sàn nhà thường khoảng từ 6÷20 cm, trong các kết cấu khác các kích thước đó có thể lớn hơn hoặc bé hơn). **Bê tông của bản thường chọn có cấp độ bền từ B12.5 đến B25.**

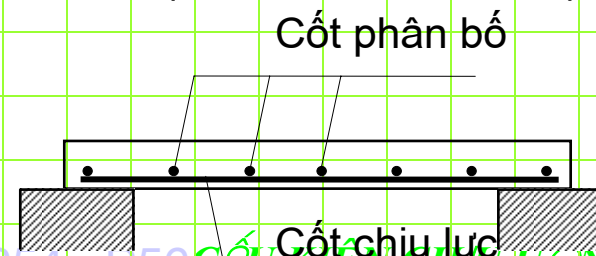
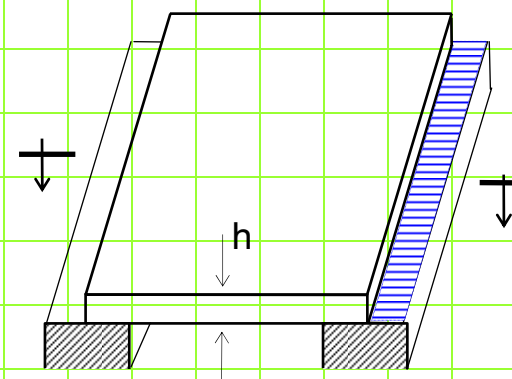
Cốt thép trong bản gồm có cốt chịu lực và cốt phân bố (CI, CII đôi khi CIII)

a. Cốt thép chịu lực:

Chịu mô men uốn.

Bố trí trong vùng kéo.

Chọn và bố trí theo tính toán.



Đường kính $d=6\div 12$ mm, khoảng cách giữa các cốt thép $a=7\div 20$ cm.

Tại gối cốt mũ chịu $M(-)$ thì $a \geq 100$ để tiện đổ BT;

Tại nơi có M lớn thì: $a \leq 200$ khi chiều dày bản $h \leq 150$,

$a \leq 1.5h$ khi chiều dày bản $h > 150$,

Tại nơi có M bé thì tối thiểu phải có 3 thanh/1m dài bản.

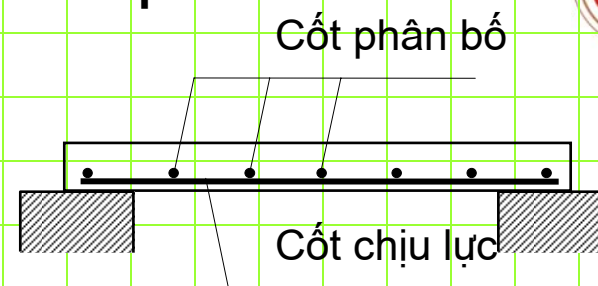
b. Cốt thép phân bố (cấu tạo):

Tác dụng: giữ vị trí cốt chịu lực khi thi công, chịu ứng lực do co ngót, thay đổi nhiệt độ, phân phối ảnh hưởng của lực tập trung ra các cốt chịu lực lân cận.

Đường kính $d=4\div 8$;

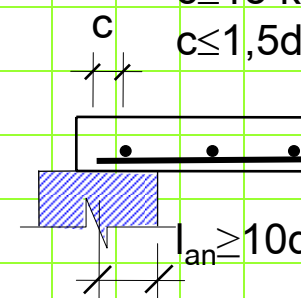
Cách khoảng $a=200\div 300$ ($a \leq 350$).

Lượng cốt phân bố không ít hơn 10% số lượng cốt chịu lực tại TD có mô men uốn lớn nhất.



$c \leq 15$ khi $d \leq 10$

$c \leq 1,5d$ khi $d > 10$

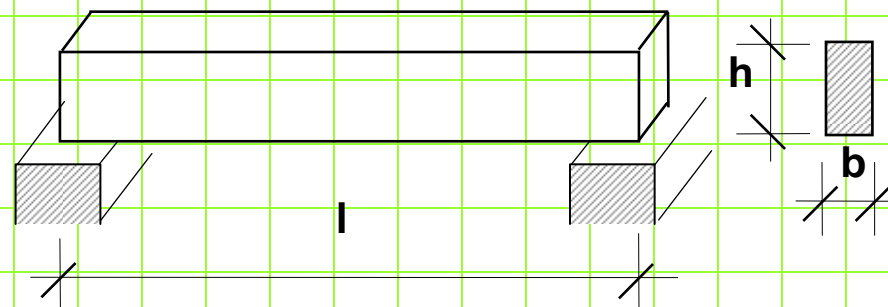


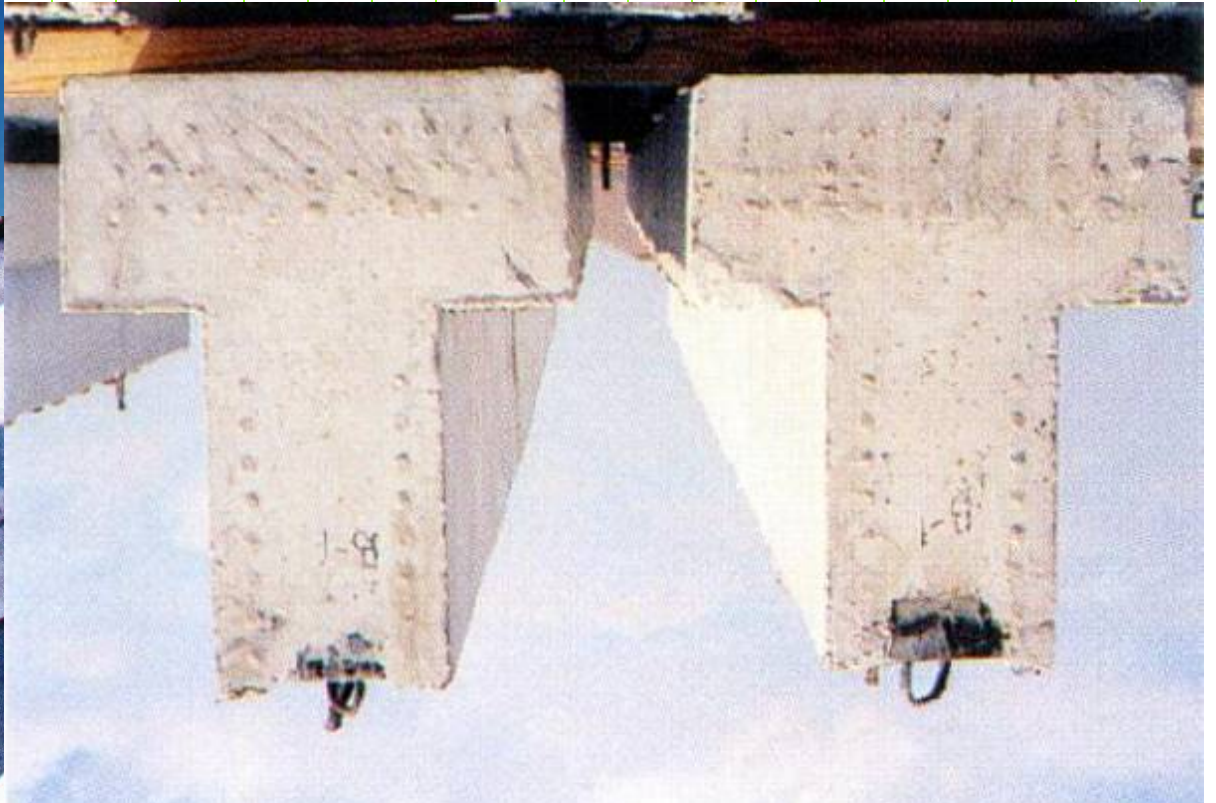
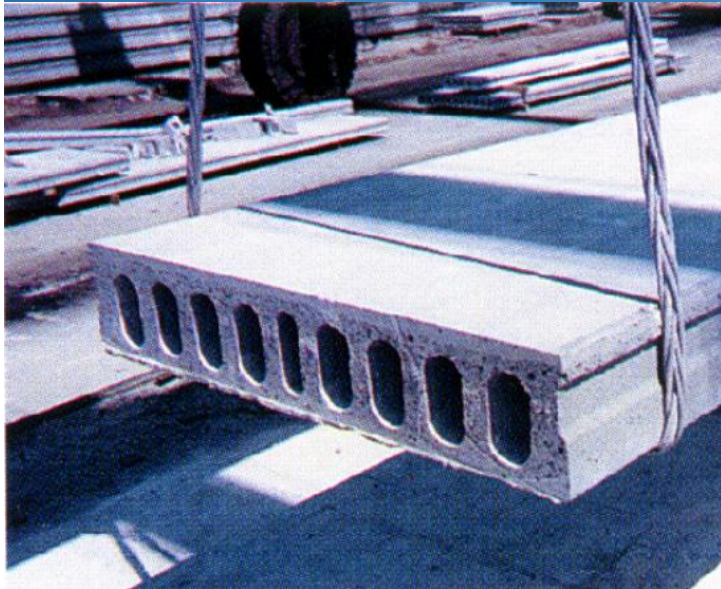
4.1.2 Dầm:

Dầm là cấu kiện chịu uốn có kích thước TD (bề rộng và chiều cao) khá bé so với chiều dài (nhịp).

Hình dáng tiết diện:

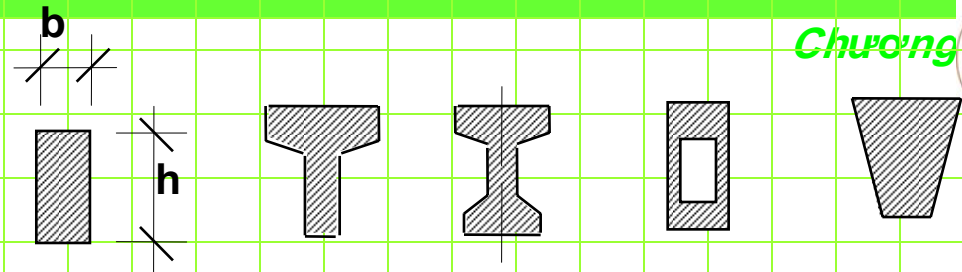
Tiết diện dầm thường có dạng chữ nhật, I, T, hộp, khuyên, ...







Hình dáng tiết diện:



Chương



Kích thước tiết diện:

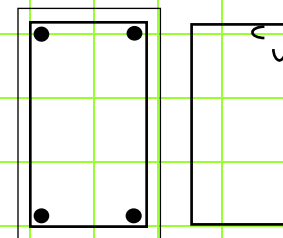
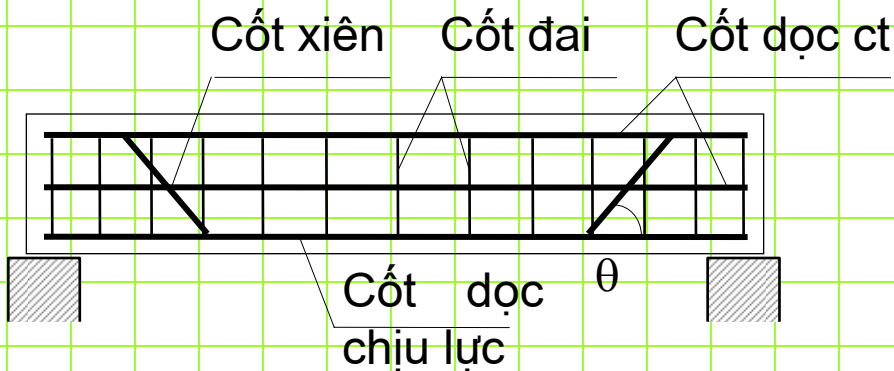
Chiều cao $h = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{20} \right)$ nhịp; $\begin{cases} - \text{Bội số của 50 khi } h \leq 600. \\ - \text{Bội số của 100 khi } h > 600. \end{cases}$

Chiều rộng $b = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{4} \right) h$; $\begin{cases} - 100, 120, 150, 180, 200, \dots \\ - \text{Bội số của 50 khi } b > 250. \end{cases}$

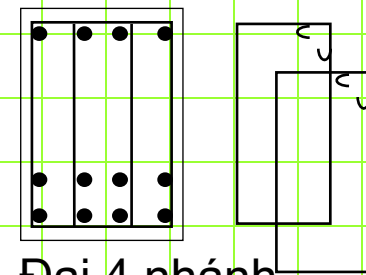
Phải thuận tiện với qui cách ván khuôn và tiêu chuẩn hóa kích thước dầm.

Cốt thép:

a. Cốt dọc chịu lực:



Đai 2 nhánh

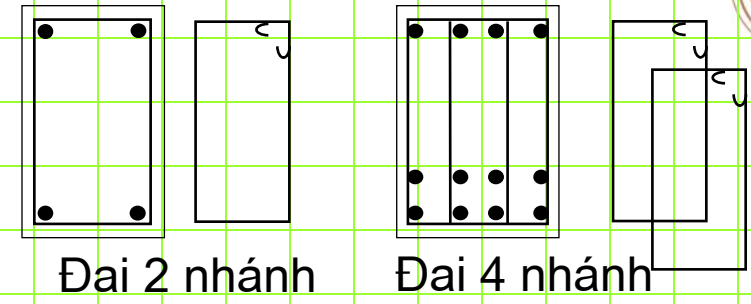
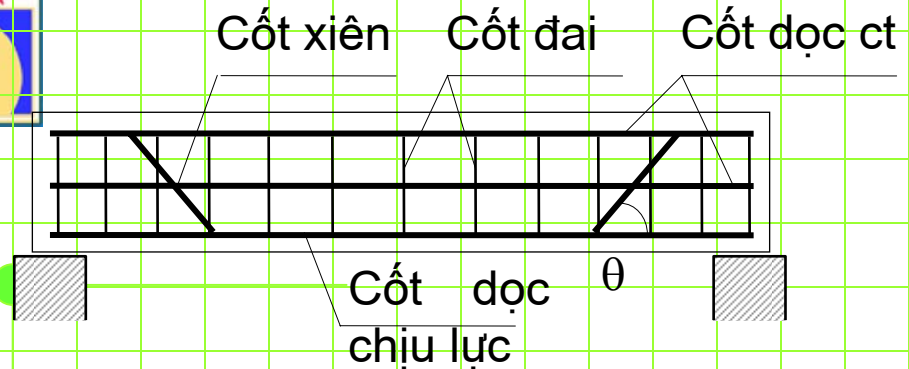


Đai 4 nhánh

Chịu M, xác định theo tính toán. Đường kính $d = 10-32$

Bố trí trong vùng kéo, đôi khi có cả trong vùng nén;

Có thể bố trí 1, 2 hay nhiều lớp (khi $b \geq 150$ phải có ít nhất 2 thanh)



b. Cốt dọc cấu tạo:

Đường kính $\phi 10 \div \phi 14$.

Cốt giá: là cốt dọc đặt trong vùng BT chịu nén (tại các góc của cốt đai).

Cốt thép phụ: Khi dầm có chiều cao lớn $h > 700$. Lượng thép $\geq 0.1\%$ diện tích BT sườn.

Có tác dụng giữ ổn định cốt đai, chịu ứng lực co ngót và nhiệt độ.

c. Cốt đai:

Để chịu lực cắt, liên kết cốt dọc thành khung, gắn vùng BT chịu kéo và vùng BT chịu nén với nhau để chịu mô men.

Tính toán theo lực cắt.

Đường kính cốt đai: $d \geq 6mm$; khi $h \geq 800$ $d \geq 8mm$.

d. Cốt xiên:

Để chịu lực cắt (thường kết hợp để đưa cốt dọc lên chịu $M(-)$ ở mép trên).

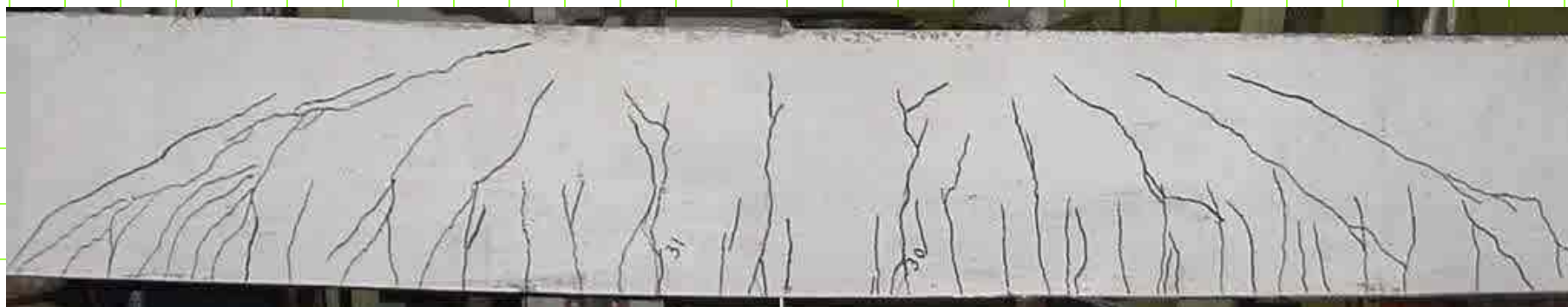
Góc nghiêng $\theta = 45^\circ$ khi $h \leq 800$;

$\theta = 60^\circ$ khi $h > 800$.

$\theta = 30^\circ$ khi dầm thấp và bản.

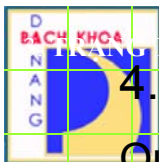
4.2. SỰ LÀM VIỆC CỦA DẦM:

Quan sát một dầm BTCT chịu tải cho đến lúc bị phá hoại:



Tại khu vực giữa dầm nơi M lớn có vết nứt thẳng góc với trục dầm;

Tại khu vực gần gối tựa có Q lớn thì vết nứt nghiêng.



4.2. SỰ LÀM VIỆC CỦA DẦM:

Quan sát một dầm BTCT chịu tải cho đến lúc bị phá hoại:

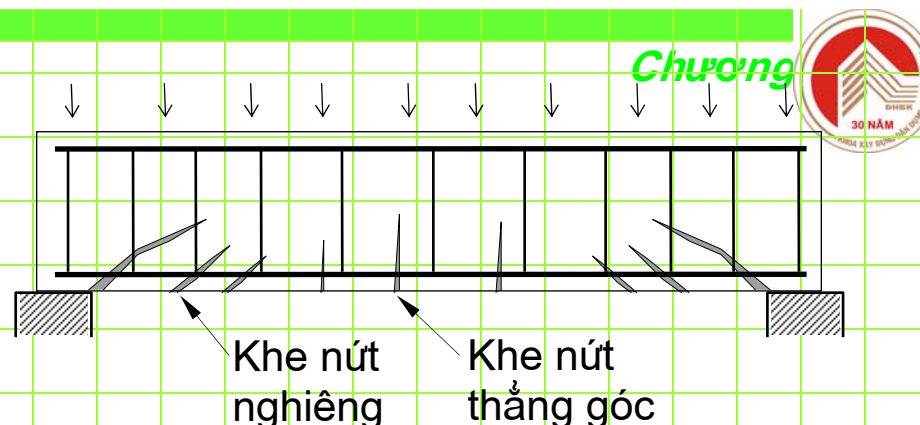
Tại khu vực giữa dầm nơi M lớn có vết nứt thẳng góc với trục dầm;

Tại khu vực gần gối tựa có Q lớn thì vết nứt nghiêng.

Như vậy việc tính toán và cấu tạo các cấu kiện chịu uốn theo điều kiện cường độ nhằm:

- Không bị phá hoại trên TD thẳng góc: **Tính toán theo cường độ trên TD thẳng góc.**

- Không bị phá hoại trên TD nghiêng: **Tính toán theo cường độ trên TD nghiêng.**



4.3. TRẠNG THÁI ỨNG SUẤT-BIẾN DẠNG TRÊN TIẾT DIỆN THẲNG GÓC:

Diễn biến của trạng thái US - BD trên TD thẳng góc có thể phân thành 3 giai đoạn sau:

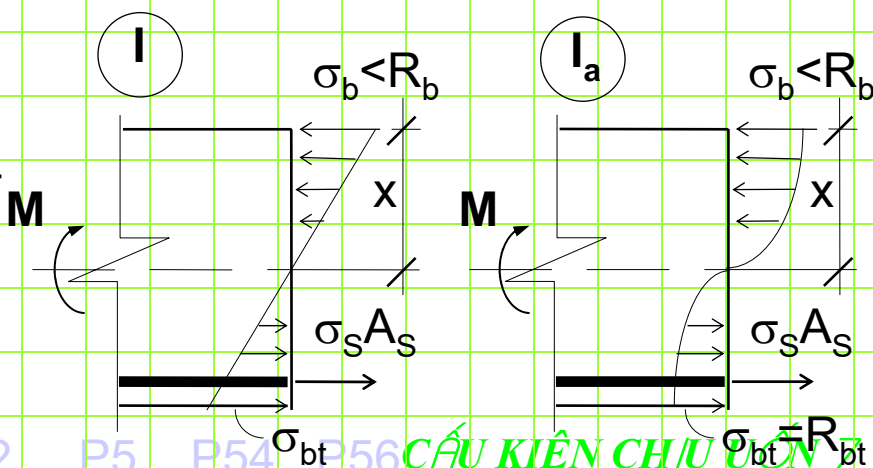
4.3.1 Giai đoạn I:

Khi tải trọng bé vật liệu làm việc đàn hồi.

Tải trọng tăng biến dạng dẻo trong BT phát triển (nhất là vùng kéo). Sơ đồ ứng suất trong BT cong đi.

Khi $\sigma_{bt} = R_{bt}$ BT vùng kéo sắp sửa nứt:

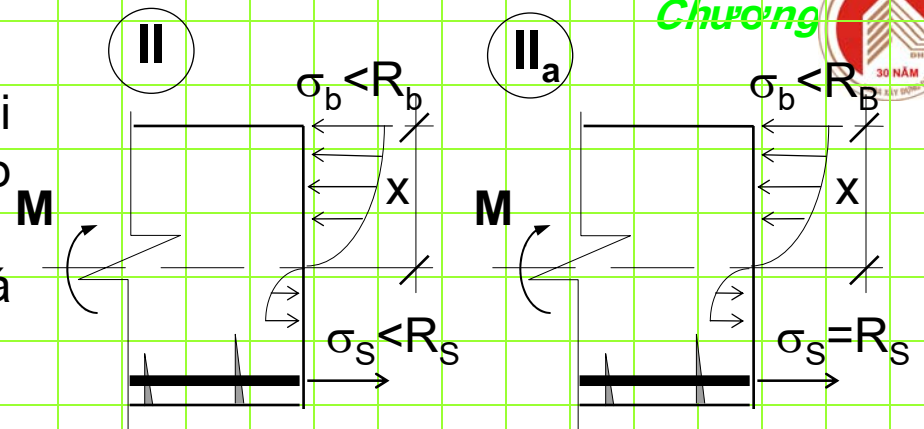
Trạng thái I_a.



4.3.2 Giai đoạn II:

Tải trọng tăng → BT chịu kéo nứt. Tại khe nứt toàn bộ lực kéo do cốt thép chịu.

Miền BT chịu nén có biến dạng dẻo khá lớn → sơ đồ ứng suất bị cong nhiều.



Nếu lượng cốt thép chịu kéo không nhiều lắm, khi tải trọng tăng → ứng suất trong cốt thép đạt giới hạn chảy R_s ($\sigma_s = R_s$): **Trạng thái II_a.**

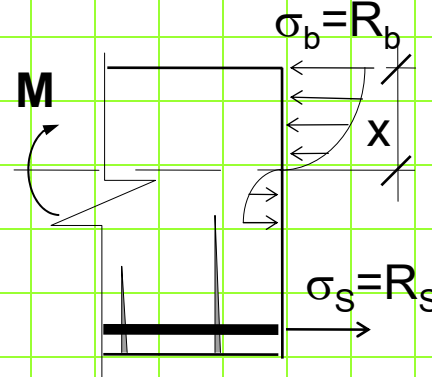
4.3.3 Giai đoạn III:

Cốt thép ở trạng thái chảy dẻo, tải trọng tăng → **Khe nứt mở rộng và phát triển dần lên phía trên, miền BT chịu nén thu hẹp dần.**

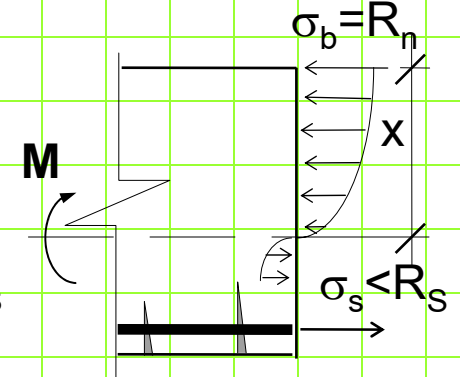
Khi ứng suất trong BT chịu nén đạt R_b → bị phá hoại: **trường hợp phá hoại thứ nhất (phá hoại dẻo).**

Nếu lượng cốt thép chịu kéo khá nhiều, khi tải trọng tăng tiết diện bị phá hoại khi BT chịu nén đạt R_b trong khi $\sigma_s < R_s$. Đây là **trường hợp phá hoại thứ 2 (phá hoại giòn).**

Trường hợp 1
(phá hoại dẻo)



Trường hợp 2
(phá hoại giòn)



Khi thiết kế cấu kiện chịu uốn cần tránh trường hợp phá hoại giòn vì sự phá hoại xảy ra đột ngột khi biến dạng còn khá bé, không biết trước được (nguy hiểm). Mặt khác không tận dụng hết khả năng chịu lực của vật liệu (Cốt thép chỉ mới đạt $\sigma_s < R_s$).

4.4. TÍNH TOÁN THEO CƯỜNG ĐỘ TRÊN TIẾT DIỆN THẲNG GÓC: *Chương*

4.4.1 Tính cấu kiện có TD chữ nhật:

Có 2 trường hợp bố trí cốt dọc chịu lực:

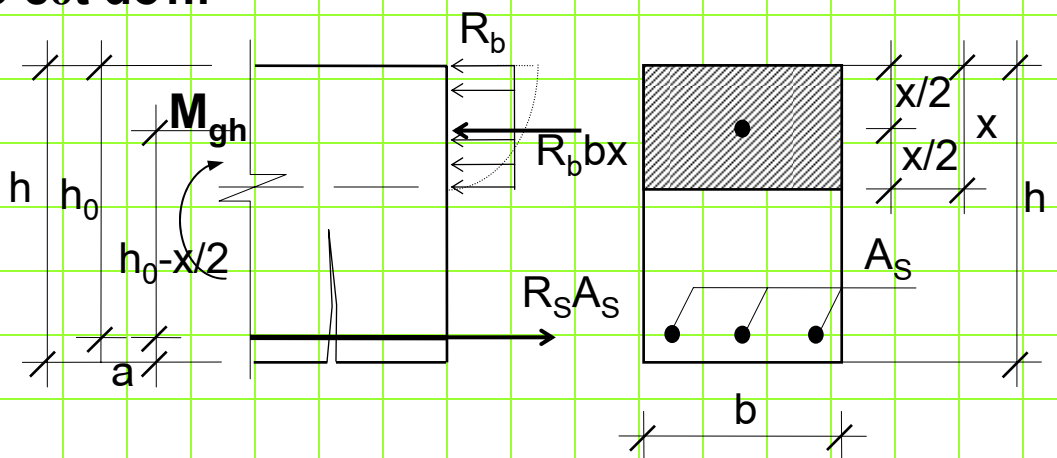
- Chỉ có cốt thép chịu kéo gọi là bố trí **cốt đơn**;
- Có cốt thép cả trong vùng kéo lẫn vùng nén : **Cốt kép**.

4.4.1.1 Tính tiết diện chữ nhật có cốt đơn:

a) Sơ đồ ứng suất:

Sơ đồ ứng suất ở TTGH I trên cơ sở của trường hợp phá hoại dẻo:

- Ứng suất trong vùng BT chịu nén: đạt cường độ chịu nén R_b . (ứng suất vùng nén phân bố dạng chữ nhật)
- Ứng suất trong cốt thép chịu kéo đạt cường độ chịu kéo R_s .



b) Công thức cơ bản:

Phương trình hình chiếu các lực lên phương trục dầm:

$$\sum X = 0 \Rightarrow R_s \cdot A_s = R_b \cdot b \cdot x; \quad (4-1)$$

Tổng mô men với trục qua trọng tâm cốt thép chịu kéo và vuông góc với mp uốn :

$$\sum M_{A_s} = 0 \Rightarrow M_{gh} = R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right); \quad (4-2)$$



$$\sum X = 0 \Rightarrow R_s \cdot A_s = R_b \cdot b \cdot x; \quad (4-1)$$

$$\sum M_{A_s} = 0 \Rightarrow M_{gh} = R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right); \quad (4-2)$$

Điều kiện cường độ (đảm bảo cho TD không vượt quá TTGH thứ I) là:

$$M \leq M_{gh}; \Rightarrow M \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right); \quad (4-3)$$

Kết hợp (4-1) & (4-3): $M \leq R_s \cdot A_s \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right); \quad (4-3a)$

c) Điều kiện hạn chế:

Kết quả thực nghiệm cho thấy trường hợp phá hoại dẻo xảy ra khi:

$$\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}; \quad (4-4)$$

Trong đó: ω - Đặc trưng tính chất biến dạng của vùng BT chịu nén:

α - Hệ số phụ thuộc loại BT, $\alpha=0,85$ với BT nặng.

R_b, R_s tính bằng MPa.

$\sigma_{sc,u}$ - Ứng suất giới hạn của cốt thép trong vùng BT chịu nén (khi BT đạt tới biến dạng cực hạn),

$\sigma_{sc,u} = 500 \text{MPa}$ với tải trọng thường xuyên, .. $\sigma_{sc,u} = 400 \text{MPa}$ với tải trọng đặc biệt.

Từ (4-1) & (4-4): $R_s \cdot A_s = R_b \cdot b \cdot x \Rightarrow A_s = \frac{R_b \cdot b \cdot x}{R_s} \leq \frac{\xi_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} = A_{s,max}; \quad (4-6)$

Gọi $\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0}$ là hàm lượng cốt thép thì hàm lượng cực đại $\mu_{max} = \frac{A_{s,max}}{b \cdot h_0} = \xi_R \cdot \frac{R_b}{R_s}; \quad (4-7)$



Từ (4-1) & (4-4): $R_S \cdot A_S = R_b \cdot b \cdot x \Rightarrow A_S = \frac{R_b \cdot b \cdot x}{R_S} \leq \frac{\xi_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_S} = A_{S,max}; \quad (4-6)$

Gọi $\mu = \frac{A_S}{b \cdot h_0}$ là hàm lượng cốt thép thì hàm lượng cực đại:

$$\mu_{max} = \frac{A_{S,max}}{b \cdot h_0} = \xi_R \cdot \frac{R_b}{R_S}; \quad (4-7)$$

Cốt thép quá ít cũng bị phá hoại giòn, vì vậy: $\mu_{min} \leq \mu;$

d) Các bài toán áp dụng:

Để tiện sử dụng, ta tiến hành một số phép biến đổi:

Đặt $\xi = \frac{x}{h_0}$, Các công thức trên viết lại như sau:

Từ (4 - 1) $\Rightarrow R_S \cdot A_S = \xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_0; \quad (4-8)$

Từ (4 - 3) $\Rightarrow M \leq R_b \cdot b \cdot h_0^2 \cdot \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi) = \alpha_m \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2; \quad (4-9)$

Từ (4 - 3a) $\Rightarrow M \leq R_S \cdot A_S \cdot h_0 \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi) = \zeta \cdot R_S \cdot A_S \cdot h_0; \quad (4-10)$

Trong đó $\alpha_m = \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi), \quad \zeta = (1 - 0,5 \cdot \xi);$

Điều kiện hạn chế

$$\xi \leq \xi_R \Rightarrow \alpha_m \leq \alpha_R;$$

Bài toán 1: Biết kích thước TD b, h, mômen M, cấp độ bền của BT, loại cốt thép (R_b, R_S). Tính cốt thép cần thiết A_S ?

Giải:

- Căn cứ cấp độ bền của BT, loại cốt thép: (tra bảng) R_b, R_S, theo (4-4) tính ξ_R , theo (4-7) tính μ_{max} .



Giải:

- Căn cứ cấp độ bền của BT, loại cốt thép: (tra bảng) R_b , R_s , theo (4-4) tính ξ_R , theo (4-7) tính μ_{max} .

- Tính $h_0 = h - a$. Vì chưa có A_s nên phải giả thiết trước a: $a = 15-20$ với bản, $a = 30-60$ với dầm.

- Từ phương trình (4 - 9) xác định α_m :
$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}; \quad (4-12)$$

- Kiểm tra α_m theo điều kiện hạn chế:

*Nếu $\alpha_m \leq \alpha_R$ tra bảng có ζ

Tính A_s từ phương trình (4-10):
$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot R_s \cdot h_0}; \quad (4-13)$$

Kiểm tra hàm lượng thép:
$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \geq \mu_{min}$$

**Nếu $\alpha_m > \alpha_R$ thì hoặc tăng kích thước TD.
tăng cấp độ bền của BT.
đặt cốt thép vào vùng nén (Đặt cốt kép).

Bài toán 2: Biết M, cấp độ bền của BT, loại cốt thép. Yêu cầu chọn b, h, và tính cốt thép A_s ?

Giải:

- Căn cứ loại BT, cốt thép: R_b , R_s , theo (4-4) tính ξ_R , theo (4-7) tính μ_{max} .

Áp dụng các công thức (4 - 8) & (4 - 9) bài toán với 2 phương trình chứa 4 ẩn: b, h, ξ và A_s . Để giải cần chọn trước 2 ẩn: (tiện nhất là chọn trước b & ξ)

Để giải cần chọn trước 2 ẩn: (tiện nhất là chọn trước b & ξ)

***Chọn trước b** (theo kinh nghiệm, theo yêu cầu cấu tạo, theo kiến trúc..)

***Chọn ξ** : $\xi = 0,25 \div 0,35$ đối với dầm.
 $\xi = 0,1 \div 0,25$ đối với bản.

- Chiều cao làm việc cần thiết của TD h_0 :
$$h_0 = \frac{1}{\sqrt{\alpha_m}} \cdot \sqrt{\frac{M}{R_b b}}; \quad (4-14)$$

Sau khi có b, h hợp lý thì việc tính A_s tiến hành theo như bài toán 1.

Bài toán 3 (BT kiểm tra): Biết b, h, A_s , cấp độ bền của BT, loại cốt thép. Tính khả năng chịu lực của tiết diện M_{gh} (M_{td})

Giải:

- Căn cứ cấp độ bền của BT, loại cốt thép: (tra bảng) R_b, R_s , theo (4-4) tính ξ_R ..
- Căn cứ vào cách bố trí cốt thép xác định được a rồi tính $h_0 = h - a$.

Bài toán với 2 phương trình chứa 2 ẩn ξ, M_{gh} nên hoàn toàn xác định.

- Từ (4 - 8) $\Rightarrow \xi = \frac{R_s A_s}{R_b \cdot b \cdot h_0};$

- Kiểm tra ξ theo điều kiện hạn chế:

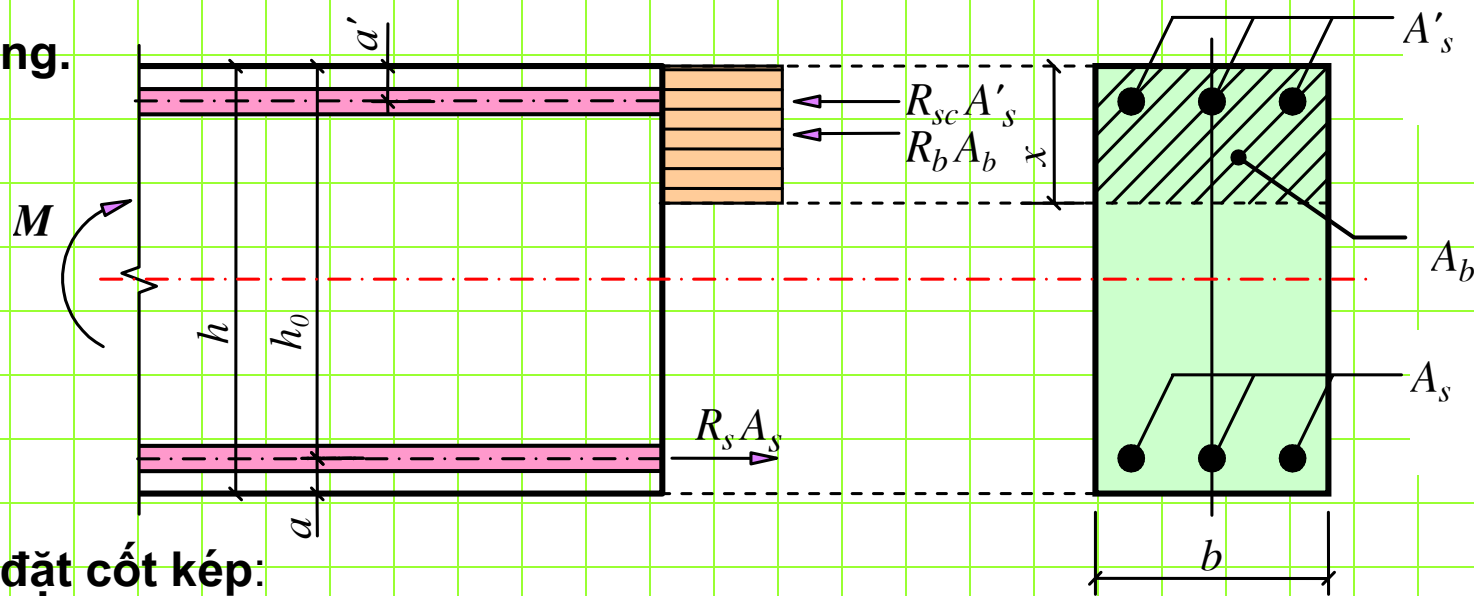
*Nếu $\xi \leq \xi_R$: tra bảng có α_m thế vào (4 - 9) $\Rightarrow M_{gh} = \alpha_m \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2;$

**Nếu $\xi > \xi_R$ chứng tỏ A_s quá nhiều, khả năng chịu lực được tính theo khả năng của vùng nén, tức lấy $\xi = \xi_R$ hay $\alpha_m = \alpha_R \Rightarrow M_{gh} = \alpha_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2;$

4.4.1.2 Tính tiết diện chữ nhật có cốt kép:

Các lý do chủ yếu để **bố trí cốt thép chịu nén trong dầm** (cấu kiện chịu uốn):

- ① **Giảm độ võng do từ biến khi chịu tải trọng dài hạn.**
- ② **Tăng tính dẻo của cấu kiện.**
- ③ **Dễ thi công.**



* **Điều kiện đặt cốt kép:**

Việc đặt cốt kép không phải lúc nào cũng là kinh tế. Kết quả nghiên cứu cho thấy chỉ nên **đặt cốt kép khi $\alpha_m \leq 0,5$ nếu $\alpha_m > 0,5$ thì nên tăng kích TD.**

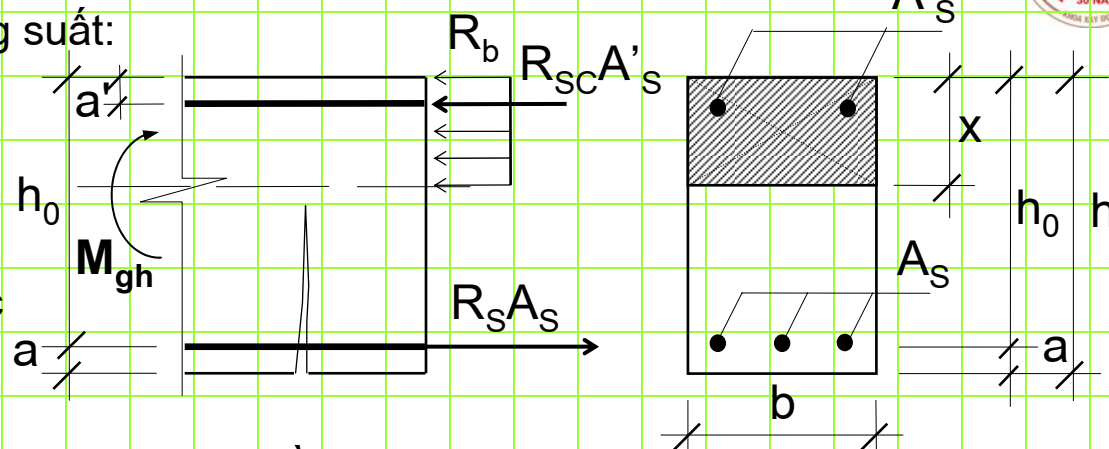
Vì vậy điều kiện để tính cốt kép là $\alpha_R < \alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} \leq 0,5;$

Việc tính toán với trường hợp đặt cốt kép còn có thể gặp khi do yêu cầu cấu tạo trong vùng nén có một lượng thép đáng kể, cần xét đến ảnh hưởng của nó.

a) Sơ đồ ứng suất:

Đến TTGH về cường độ, sơ đồ ứng suất:

- Cốt thép chịu kéo A_s đạt R_s
- Bê tông vùng nén đạt R_b .
- Cốt thép chịu nén A'_s đạt R_{sc}



b) Công thức cơ bản:

Phương trình hình chiếu các lực lên phương trục dầm:

$$\sum X = 0 \Rightarrow R_s \cdot A_s = R_b \cdot b \cdot x + R_{sc} \cdot A'_s; \quad (4-15)$$

Tổng mô men với trục qua trọng tâm cốt thép A_s và vuông góc với mp uốn của dầm:

$$\sum M_{A_s} = 0 \Rightarrow M_{gh} = R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'); \quad (4-16)$$

Điều kiện cường độ (đảm bảo cho TD không vượt quá TTGH thứ I):

$$M \leq M_{gh} \Rightarrow M \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'); \quad (4-17)$$

Cũng dùng các ký hiệu như trường hợp cốt đơn:

$$\xi = \frac{x}{h_0}; \quad \alpha_m = \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi), \quad \zeta = (1 - 0,5 \cdot \xi);$$

Các công thức trên viết lại như sau:

$$\text{Từ (4-15)} \Rightarrow R_s \cdot A_s = \xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 + R_{sc} \cdot A'_s; \quad (4-18)$$

$$\text{Từ (4-16)} \Rightarrow M \leq \alpha_m \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'); \quad (4-19)$$



Các công thức trên viết lại như sau:

$$\text{Từ (4-15)} \Rightarrow R_s \cdot A_s = \xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 + R_{sc} \cdot A'_s; \quad (4-18)$$

$$\text{Từ (4-16)} \Rightarrow M \leq \alpha_m \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'); \quad (4-19)$$

c) Điều kiện hạn chế:

- Để cấu kiện không bị phá hoại giòn từ BT chịu nén:

$$x \leq \xi_R \cdot h_0 \text{ hoặc } \xi \leq \xi_R \text{ hay } \alpha_m \leq \alpha_R. \quad (4-20)$$

- Để ứng suất nén trong A'_s đạt đến R_{sc} phải thỏa mãn điều kiện: $x \geq 2a'$. (4-21)

d) Các bài toán áp dụng:

Bài toán 1: Biết M, b, h , cấp độ bền của BT, loại cốt thép. Tính A_s, A'_s ?

Giải:

- Căn cứ cấp độ bền của BT và nhóm cốt thép $\Rightarrow R_b, R_s, R_{sc}$, tính ξ_R .

- Xác định $h_0 = h - a$ (a và a' được chọn trước như trường hợp đặt cốt đơn).

- **Kiểm tra điều kiện cần thiết tính cốt kép :** $\alpha_R < \alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} \leq 0,5; \quad (4-22)$

Bài toán với hai phương trình (4 - 18), (4 - 19) chứa 3 ẩn số ξ, A_s, A'_s nên phải loại bớt ẩn số bằng cách chọn trước $\xi = \xi_R$ tức $\alpha_m = \alpha_R$.

(Để lợi dụng hết khả năng chịu nén của BT nên cốt thép A_s, A'_s có $(A_s + A'_s)$ bé nhất).

Thay $\alpha_m = \alpha_R$ vào (4-19) tìm được:
$$A'_s = \frac{M - \alpha_R R_b \cdot b \cdot h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')}; \quad (4-23)$$

Thế A'_s vào (4-18) được:
$$A_s = \frac{\xi_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} + \frac{R_{sc}}{R_s} A'_s; \quad (4-24)$$

Không quên kiểm tra lại a, a' đã giả thiết!

Bài toán 2: Biết M, b, h , cấp độ bền của BT, loại cốt thép và A'_s . Tính A_s ? Chương

Giải:

- Căn cứ cấp độ bền của BT và nhóm cốt thép $\Rightarrow R_b, R_s, R_{sc}$, tính ξ_R .
- Xác định $h_0 = h - a$ (a và a' được chọn trước như trường hợp đặt cốt đơn).

Bài toán xác định vì có hai phương trình chứa 2 ẩn số.

Từ (4-19) tính α_m :
$$\alpha_m = \frac{M - R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a')}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}; \quad (4-25)$$

- Kiểm tra điều kiện hạn chế:

Nếu $\alpha_m \leq \alpha_R$: tra bảng $\xi \rightarrow x = \xi \cdot h_0$.

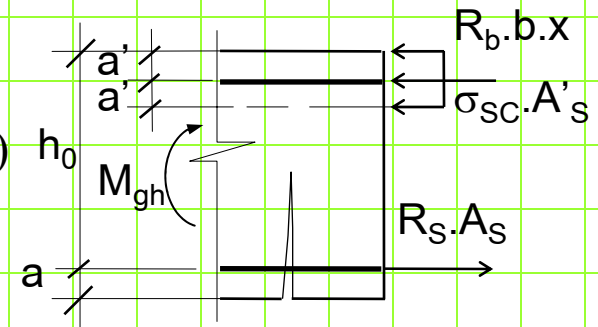
Nếu $x \geq 2a'$:
$$A_s = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} + \frac{R_{sc}}{R_s} A'_s; \quad (4-26)$$

Nếu $x < 2a'$: ứng suất trong cốt thép chịu nén $\sigma_{sc} < R_{sc}$. **Xem hợp lực của vùng nén trùng với trọng tâm A'_s (lấy $x = 2a'$).**

Sơ đồ ứng suất lúc đó có dạng:

$$\sum M_{A'_s} = 0 \Rightarrow M_{gh} = R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - a'); \quad (4-27)$$

Từ điều kiện $M \leq M_{gh} \Rightarrow A_s = \frac{M}{R_s (h_0 - a')}; \quad (4-28)$



Nếu $\alpha_m > \alpha_R$: cốt thép A'_s đã **cho là chưa đủ** đảm bảo khả năng chịu lực của vùng nén nên ta xem **A'_s là chưa biết và tính theo bài toán 1 (Tính A_s, A'_s).**



Bài toán 3: Biết b, h , cấp độ bền của BT, loại cốt thép, A_S, A'_S . Kiểm tra khả năng chịu lực của TD ($M_{gh} = ?$).

Giải:

- Căn cứ cấp độ bền của BT và nhóm cốt thép $\Rightarrow R_b, R_S, R_{SC}$, tính ξ_R .
- Xác định $a, a', h_0 = h - a$.

Bài toán với 2 phương trình chứa 2 ẩn số là ξ và M_{gh} nên hoàn toàn xác định.

$$\text{Từ (4 - 18)} \Rightarrow \xi = \frac{R_S A_S - R_{SC} A'_S}{R_b \cdot b \cdot h_0};$$

Kiểm tra điều kiện hạn chế:

Nếu $\frac{2a'}{h_0} \leq \xi \leq \xi_R$ **Từ** $\xi \Rightarrow \alpha_m$: $M_{gh} = \alpha_m \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 + R_{SC} \cdot A'_S \cdot (h_0 - a')$;

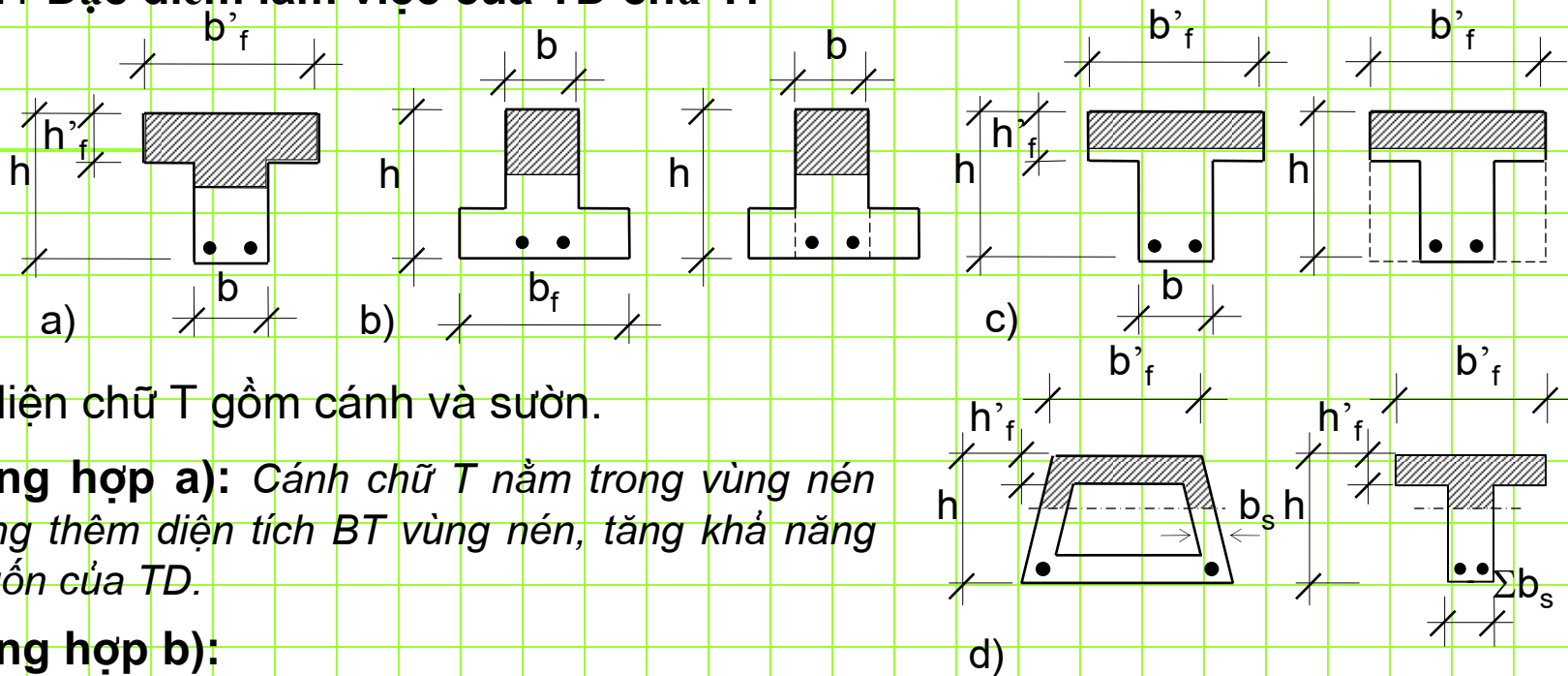
Nếu $\xi \leq \frac{2a'}{h_0}$ (tức $x < 2a'$) lấy $x = 2a'$ để tính M_{gh} theo (4-27);

Hoặc là không kể đến cốt chịu nén A'_S và tính như cốt đơn rồi so sánh 2 kết quả tính, lấy M_{gh} nào lớn hơn làm khả năng chịu lực của tiết diện.

Nếu $\xi > \xi_R$ lấy $\xi = \xi_R$ hay $\alpha_m = \alpha_R$ để tính M_{gh} : $M_{gh} = \alpha_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 + R_{SC} \cdot A'_S \cdot (h_0 - a')$;
Chứng tỏ cốt thép chịu kéo A_S quá nhiều, xác định khả năng chịu lực của tiết diện theo khả năng của vùng nén, tức lấy $\xi = \xi_R$ hay $\alpha_m = \alpha_R$.

4.4.2 Tính toán cấu kiện có TD chữ T:

4.4.2.1 Đặc điểm làm việc của TD chữ T:



Tiết diện chữ T gồm cánh và sườn.

Trường hợp a): Cánh chữ T nằm trong vùng nén sẽ tăng thêm diện tích BT vùng nén, tăng khả năng chịu uốn của TD.

Trường hợp b):

Cánh nằm trong vùng kéo không ảnh hưởng đến khả năng chịu lực của TD nên được tính như TD chữ nhật $b \cdot h$.

Trường hợp c):

Cánh nằm trong vùng nén, trục TH qua cánh, khả năng chịu lực của TD tương đương như TD chữ nhật $b'_f \cdot h$.

Trường hợp d) Tính như tiết diện chữ T với bề rộng sườn bằng tổng các sườn.

Như vậy theo quan điểm tính toán khả năng chịu uốn các dầm được xếp vào loại có TD chữ nhật khi vùng nén có hình chữ nhật, và là TD chữ T khi vùng nén có hình chữ T.

Bề rộng cánh dầm trong tính toán được xác định theo độ vươn S_C quy định lấy như sau:

TCXDVN 356:2005 Điều 6.2.2.7 trang 62 qui định:

Giá trị b'_f dùng để tính toán được lấy từ điều kiện: bề rộng mỗi bên cánh S_C , tính từ mép bụng dầm không được lớn hơn $1/6$ nhịp cầu kiện và lấy không lớn hơn:

-khi có sườn ngang hoặc khi $h'_f \geq 0,1h$: $1/2$ khoảng cách thông thủy giữa các sườn dọc;

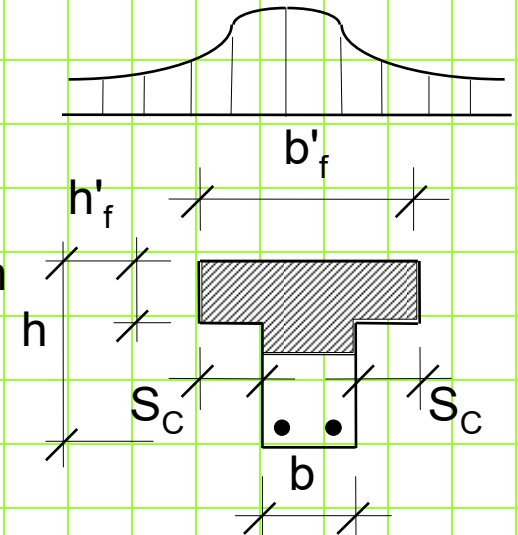
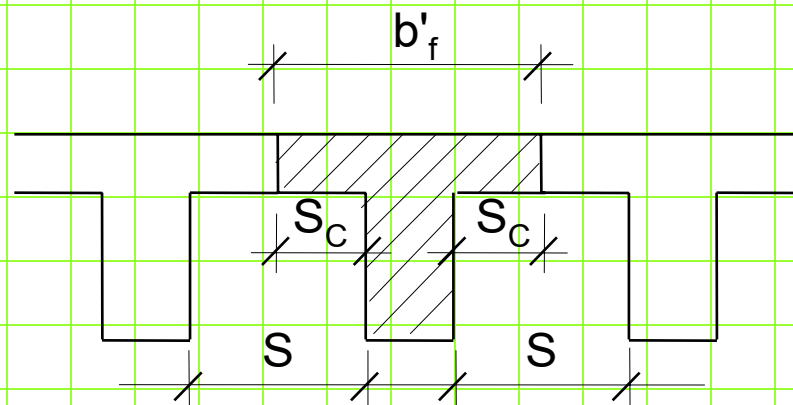
-khi không có sườn ngang hoặc khi khoảng cách giữa chúng lớn hơn khoảng cách giữa các sườn dọc, $h'_f < 0,1h$: $6h'_f$;

-khi cánh có dạng công xôn:

+ trường hợp $h'_f \geq 0,1h$: $6h'_f$

+ trường hợp $0,05h \leq h'_f < 0,1h$: $3h'_f$

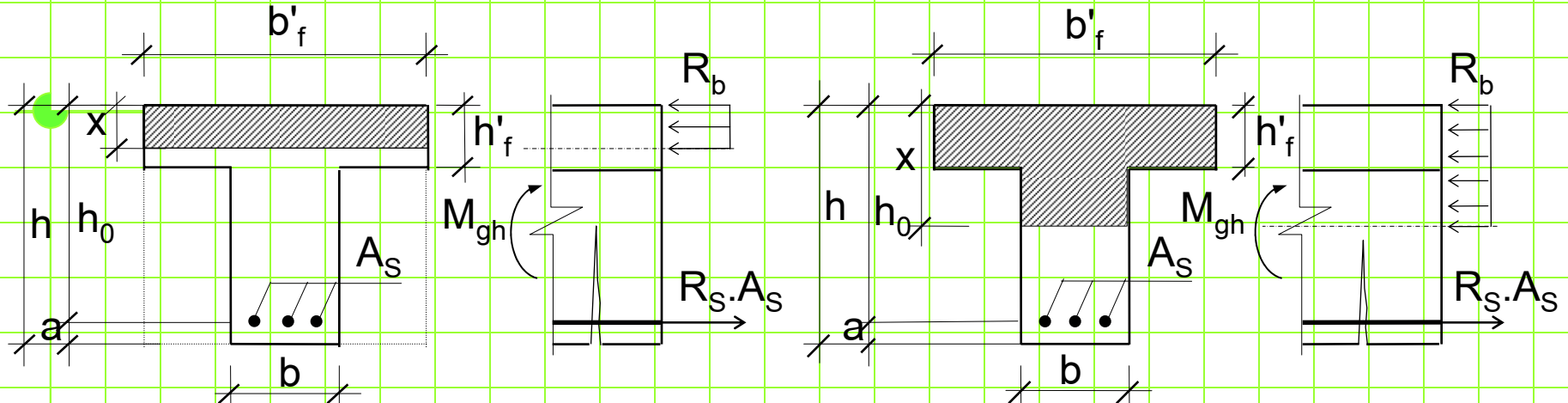
+ trường hợp $h'_f < 0,05h$: cánh không kể đến trong tính toán.



Tiết diện chữ T có thể đặt cốt đơn hoặc cốt kép. Nhưng TD chữ T đặt cốt kép (theo tính toán) ít khi dùng vì không kinh tế (TD chữ T do đã có vùng chịu nén lớn).

4.4.2.2 Tính toán tiết diện chữ T: (Đặt cốt đơn)

a) Sơ đồ ứng suất:



- Nếu trục TH qua cánh TD chữ T được tính như TD chữ nhật $b'_f \times h$.

- Nếu trục TH qua sườn tính toán theo TD chữ T.

Để phân biệt trục TH qua cánh hay sườn, gọi M_f là mô men uốn khi trục TH đi qua mép giữa cánh và sườn ($x = h'_f$):

$$\sum M_{A_s} = 0 \Rightarrow M_f = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5h'_f) \quad (4-29)$$

Nếu $M \leq M_f$: trục TH qua cánh, tính toán theo TD chữ nhật $b'_f \times h$.

Nếu $M > M_f$: trục TH qua sườn, tính toán theo TD chữ T.

b) Công thức cơ bản:

4.4.2.2 Tính toán tiết diện chữ T: (Đặt cốt đơn)

a) Sơ đồ ứng suất:

b) Công thức cơ bản:

$$\sum X = 0;$$

$$\Rightarrow R_s A_s = R_b \cdot b \cdot x + R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f; \quad (4-30)$$

$$\sum M_{A_s} = 0;$$

$$\Rightarrow M_{gh} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f); \quad (4-31)$$

Điều kiện cường độ: $M \leq M_{gh}$

$$\text{Hay} \quad M \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f); \quad (4-32)$$

Cũng dùng các ký hiệu như trường hợp TD chữ nhật:

$$\xi = \frac{x}{h_0}; \quad \alpha_m = \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi), \quad \zeta = (1 - 0,5 \cdot \xi);$$

Các công thức trên viết lại như sau:

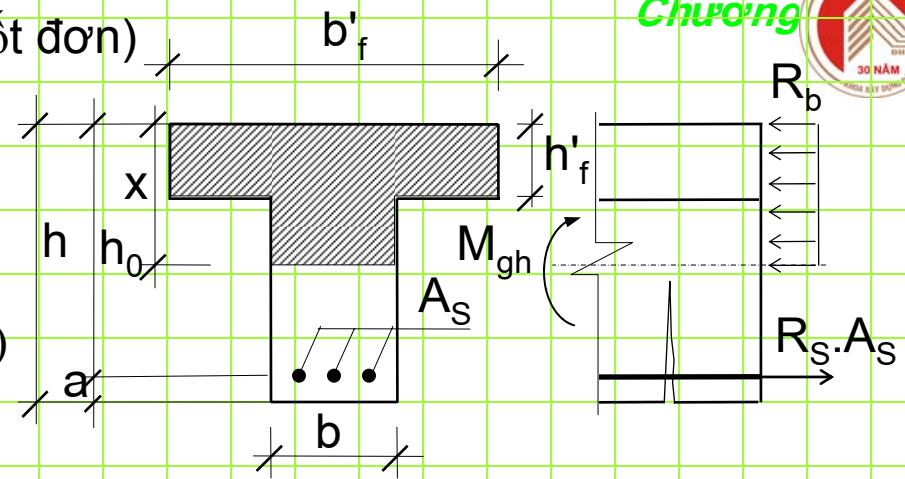
$$\text{Từ (4-30)} \Rightarrow R_s \cdot A_s = \xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 + R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f; \quad (4-33)$$

$$\text{Từ (4-31)} \Rightarrow M \leq \alpha_m \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 + R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f); \quad (4-34)$$

c) Điều kiện hạn chế:

- Để cấu kiện không bị phá hoại giòn từ BT chịu nén:

$$x \leq \xi_R \cdot h_0 \text{ hoặc } \xi \leq \xi_R \text{ hay } \alpha_m \leq \alpha_R.$$



$$R_s \cdot A_s = \xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 + R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f; \quad (4-33)$$

$$M \leq \alpha_m \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 + R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f); \quad (4-34)$$

$$x \leq \xi_R \cdot h_0 \quad \text{hoặc} \quad \xi \leq \xi_R \quad \text{hay} \quad \alpha_m \leq \alpha_R.$$

d) Tính toán tiết diện:

Tính cốt thép: Biết b, b'_f, h'_f, h, M ; cấp độ bền của BT, loại cốt thép. Tính A_s ?

Giải:

Từ (4-34), tính α_m :
$$\alpha_m = \frac{M - R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f)}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}; \quad (4-35)$$

Kiểm tra điều kiện hạn chế:

* **Nếu $\alpha_m \leq \alpha_R$:** tra bảng được ξ . Từ (4-33) $\Rightarrow A_s = \frac{R_b}{R_s} (\xi \cdot b \cdot h_0 + (b'_f - b) \cdot h'_f)$; $(4-36)$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép của TD (chỉ tính cho phần sườn, tức $\mu = [A_s / (b \cdot h_0)]$).

* **Nếu $\alpha_m > \alpha_R$:** phải đặt cốt kép hoặc tăng kích thước TD, cấp độ bền của BT.

Bài toán kiểm tra: Biết b, b'_f, h'_f, h , cấp độ bền của BT, cốt thép A_s . Tính M_{gh} ?

Giải:

Từ (4-33) xác định ξ :
$$\xi = \frac{R_s \cdot A_s - R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f}{R_b \cdot b \cdot h_0}; \quad (4-37)$$

* **Nếu $\xi \leq \xi_R$** tra bảng có α_m , từ (4-34): $M_{gh} = \alpha_m \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 + R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f)$;

* **Nếu $\xi > \xi_R$** thì lấy $\xi = \xi_R$ tức $\alpha_m = \alpha_R$ để tính M_{gh} .

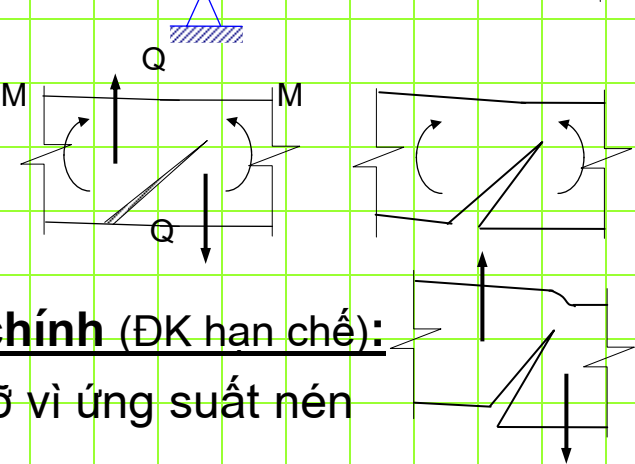
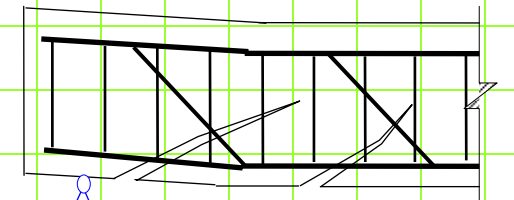
4.5. TÍNH TOÁN THEO CƯỜNG ĐỘ TRÊN TIẾT DIỆN NGHIÊNG:

4.5.1 Đặc điểm phá hoại trên tiết diện nghiêng (TDng):

Trên TDng chịu tác dụng đồng thời mô men và lực cắt. Sự phá hoại theo TD nghiêng thường theo 2 kiểu:

Kiểu 1: Hai phần dầm này quay xung quanh vùng nén, vùng nén thu hẹp lại cuối cùng bị phá hủy. Lúc đó cốt thép chịu kéo đạt giới hạn chảy hay bị kéo tuột vì neo không đủ.

Kiểu 2: Khi cốt thép chịu kéo khá nhiều và neo chặt thì sự quay của 2 phần dầm bị cản trở. Dầm bị phá hoại khi miền BT chịu nén bị phá vỡ do tác dụng chung của lực cắt và lực ép. Hai phần dầm có xu hướng trượt lên nhau và tụt xuống so với gối tựa.



4.5.2 Tính toán theo khả năng chịu ứng suất nén chính (ĐK hạn chế):

Kết quả thực nghiệm chứng tỏ, để BT không bị phá vỡ vì ứng suất nén chính cấu kiện cần phải thỏa mãn điều kiện:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0; \quad (4-39)$$

Trong đó φ_{w1} - Hệ số kể đến ảnh hưởng của cốt đai đặt vuông góc với trục cấu kiện, được xác định theo công thức: $\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w \leq 1,3; \quad (4-40)$

Với
$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}; \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s};$$

A_{sw} - diện tích tiết diện ngang của các nhánh cốt đai đặt trong một mặt phẳng vuông góc với trục cấu kiện và cắt qua TD nghiêng

4.5.2 Tính toán theo khả năng chịu ứng suất nén chính (ĐK hạn chế):

Chương

Kết quả thực nghiệm chứng tỏ, để BT không bị phá vỡ vì ứng suất nén chính cấu kiện cần phải thỏa mãn điều kiện:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0; \quad (4-39)$$

Trong đó φ_{w1} - Hệ số kể đến ảnh hưởng của cốt đai đặt vuông góc với trục cấu kiện, được xác định theo công thức: $\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w \leq 1,3; \quad (4-40)$

Với $\alpha = \frac{E_S}{E_b}; \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s};$

A_{sw} - diện tích tiết diện ngang của các nhánh cốt đai đặt trong một mặt phẳng vuông góc với trục cấu kiện và cắt qua TD nghiêng.

b - Chiều rộng của TD chữ nhật; Chiều rộng sườn của TD chữ T và chữ I.

s - Khoảng cách giữa các cốt đai theo chiều dọc cấu kiện.

φ_{b1} - Hệ số xét đến khả năng phân phối lại nội lực của các loại BT khác nhau:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b; \quad (4-41)$$

β - Hệ số lấy như sau:

+ đối với bê tông nặng, bê tông hạt nhỏ, bê tông tổ ong: 0,01;

+ đối với bê tông nhẹ: 0,02;

R_b tính bằng MPa.

Điều kiện (4 - 39) nếu không thỏa mãn phải tăng kích thước tiết diện hoặc tăng cấp độ bền BT.

4.5.3 Tính toán theo khả năng chịu cắt của tiết diện BT (cấu kiện không bố trí cốt ngang chịu cắt):

Kết quả thực nghiệm chứng tỏ rằng khi dầm chịu cắt thuần túy, sẽ không xuất hiện khe nứt nghiêng nếu ứng suất tiếp thỏa điều kiện:

$$\tau = \sigma_{kc} = \frac{Q}{b \cdot h_0} \leq 2,5 \cdot R_{bt};$$

Tức khả năng chịu cắt lớn nhất của tiết diện BT: $Q_{b\max} = 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$; (4-42)

Vậy điều kiện cường độ theo lực cắt lớn nhất của cấu kiện không có cốt thép ngang là: $Q_{\max} \leq 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$; (4-42a)

TCXDVN 356:2005 Điều 6.2.3.4 trang 81 qui định:

Đối với cấu kiện BTCT không có cốt thép đai chịu lực cắt, để đảm bảo độ bền trên vết nứt xiên cần tính toán đối với vết nứt xiên nguy hiểm nhất theo điều kiện:

$$Q \leq \frac{\varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}; \quad (4-43)$$

Vế phải của công thức (4 - 43) lấy theo không chế:

$$2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \geq \frac{\varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} \geq \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0; \quad (4-44)$$

Trong đó c – chiều dài hình chiếu của TDng trên trục dọc cấu kiện tính từ mép gối tựa.

$$c \leq c_{\max} = 2 \cdot h_0;$$

Q - Lực cắt được xác định từ ngoại lực đặt ở một phía của TDng đang xét.

Hệ số φ_{b3} , φ_{b4} phụ thuộc loại BT;

4.5.3 Tính toán theo khả năng chịu cắt của tiết diện BT (cấu kiện không bố trí cốt ngang chịu cắt):

TCXDVN 356:2005 Điều 6.2.3.4 trang 81 qui định:

Đối với cấu kiện BTCT không có cốt thép đai chịu lực cắt, để đảm bảo độ bền trên vết nứt xiên cần tính toán đối với vết nứt xiên nguy hiểm nhất theo điều kiện:

$$Q \leq \frac{\varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}; \quad (4 - 43)$$

Vế phải của công thức (4 - 43) lấy theo không chế:

$$2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \geq \frac{\varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} \geq \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0; \quad (4 - 44)$$

Trong đó c – chiều dài hình chiếu của TDng trên trục dọc cấu kiện tính từ mép gối tựa.

$$c \leq c_{\max} = 2 \cdot h_0;$$

Q - Lực cắt được xác định từ ngoại lực đặt ở một phía của TDng đang xét.

Hệ số $\varphi_{b3}, \varphi_{b4}$ phụ thuộc loại BT;

Hệ số φ_n xét đến ảnh hưởng lực dọc;

Hệ số φ_n xét đến ảnh hưởng lực dọc, được xác định như sau:

– Khi chịu lực nén dọc, xác định theo công thức: $\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0} \leq 0,5; \quad (4 - 45)$

Đối với cấu kiện ứng lực trước, trong công thức (4-45) thay N bằng lực nén trước P ; không xét nếu lực nén dọc trực gây ra mô men uốn cùng dấu với tác dụng của tải trọng.

– Khi chịu lực kéo dọc trục, xác định theo công thức: $\varphi_n = -0,2 \frac{N}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0}; \quad (4 - 46)$

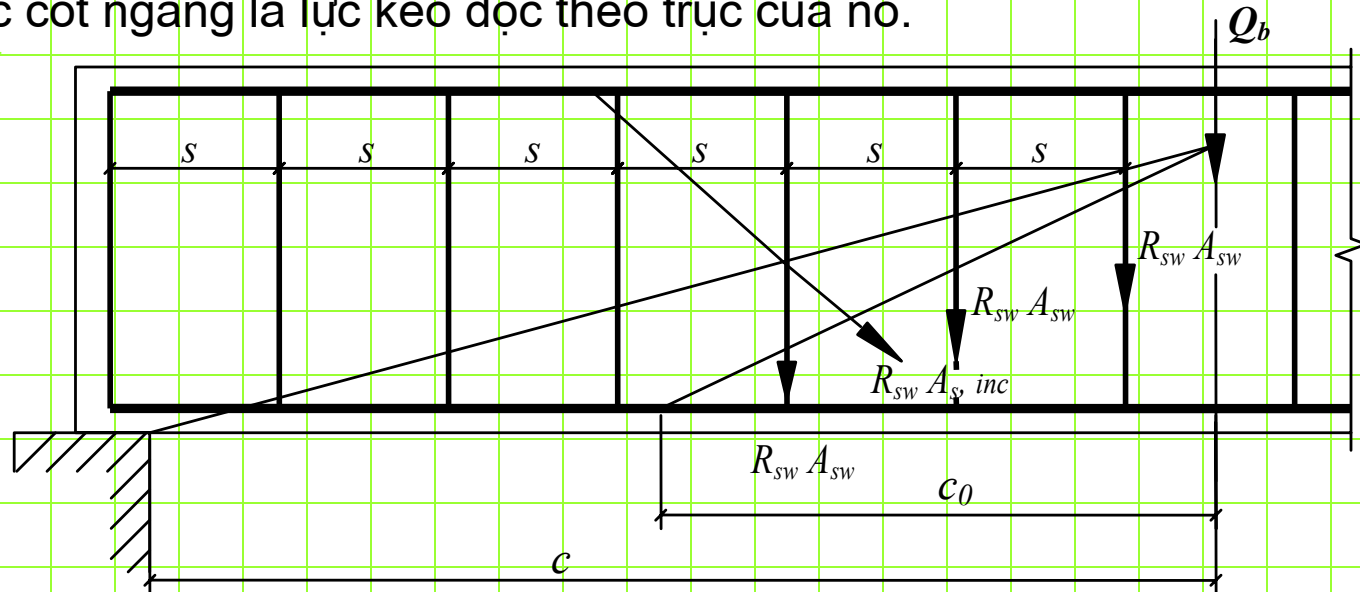
nhưng giá trị tuyệt đối của vế phải của (4-46) không lớn hơn 0,8. **ÁU KIẾN CHỊU UỐN 27**

4.5.4 Điều kiện cường độ trên tiết diện nghiêng của dầm có cốt ngang:

4.5.4.1 Sơ đồ ứng lực trên tiết diện nghiêng:

Giả thiết:

Nội lực trong các cốt ngang là lực kéo dọc theo trục của nó.



Giải thích các đại lượng trong sơ đồ ứng lực:

s : Khoảng cách giữa các cốt đai.

R_{sw} : Cường độ tính toán của cốt thép ngang.

A_{sw} : Diện tích tiết diện ngang của các nhánh cốt đai đặt trong một mặt phẳng vuông góc với trục cấu kiện (gọi là 1 lớp).

$A_{s,inc(i)}$: Diện tích tiết diện ngang của các lớp cốt xiên ($i=1, 2, \dots$).

Z_s : Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép dọc chịu kéo đến trọng tâm vùng nén.

$Z_{sw(i)}$: Khoảng cách từ các lớp cốt đai đến trọng tâm vùng nén.

$Z_{s,inc(i)}$: Khoảng cách từ các lớp cốt xiên đến trọng tâm vùng nén.

4.5.4 Điều kiện cường độ trên tiết diện nghiêng của dầm có cốt ngang:

4.5.4.1 Sơ đồ ứng lực trên tiết diện nghiêng:

Giải thích các đại lượng trong sơ đồ:

s : Khoảng cách giữa các cốt đai.

R_{sw} : Cường độ tính toán của cốt ngang.

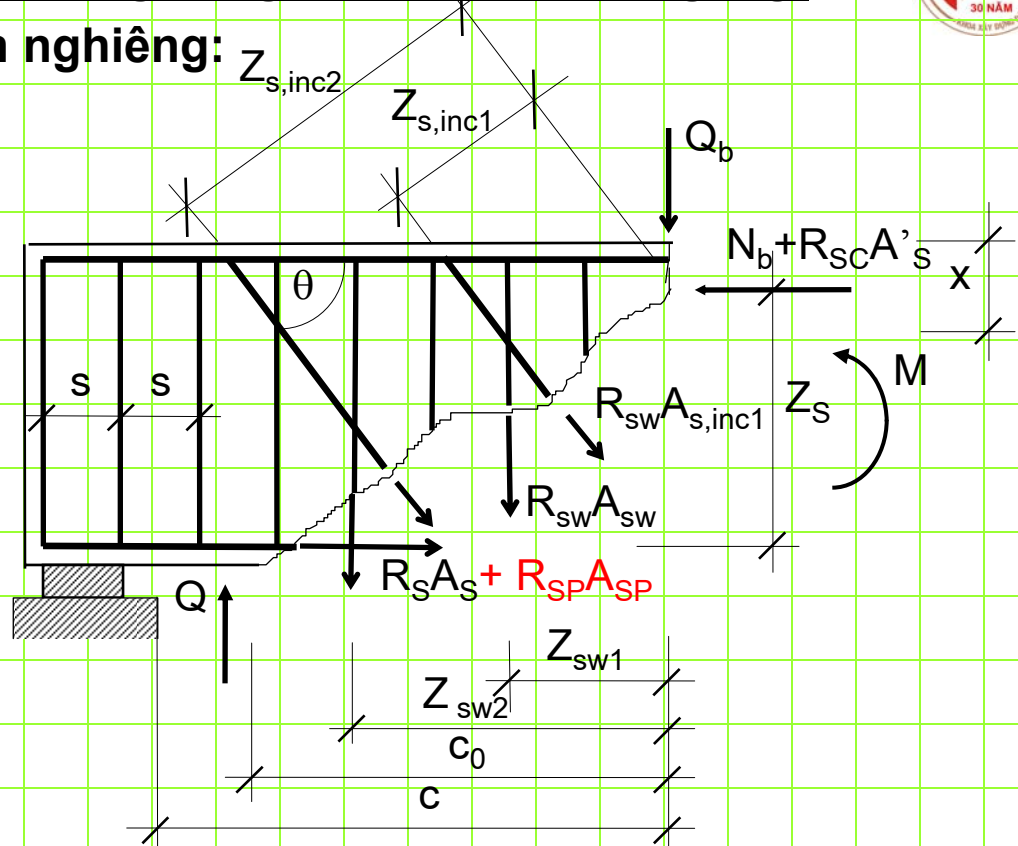
A_{sw} : Diện tích tiết diện ngang của các nhánh cốt đai đặt trong một mặt phẳng.

$A_{s,inc(i)}$: Diện tích tiết diện ngang của các lớp cốt xiên ($i=1, 2, \dots$).

Z_s : Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép dọc chịu kéo đến trọng tâm vùng nén.

$Z_{sw(i)}$: Khoảng cách từ các lớp cốt đai đến trọng tâm vùng nén.

$Z_{s,inc(i)}$: Khoảng cách từ các lớp cốt xiên đến trọng tâm vùng nén.



4.5.4.2 Điều kiện cường độ trên TDng theo lực cắt:

Đối với cấu kiện chịu uốn có đặt cốt thép ngang, điều kiện cường độ trên TDng theo lực cắt như sau: $Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc}$; (4-47)

Trong đó: Q_{sw} : Khả năng chịu lực cắt của cốt đai.

$Q_{s,inc}$: Khả năng chịu lực cắt của cốt xiên.

Q_b : Khả năng chịu lực cắt của BT được xác định theo công thức thực nghiệm:

P1.. P2.. P3.. P4.. P412.. P42.. P5.. P54.. P56

4.5.4.2 Điều kiện cường độ trên TDng theo lực cắt:

Đối với cấu kiện chịu uốn có đặt cốt thép ngang, điều kiện cường độ trên TDng theo lực cắt như sau: $Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc}$; (4-47)

Trong đó: Q_{sw} : Khả năng chịu lực cắt của cốt đai.

$Q_{s,inc}$: Khả năng chịu lực cắt của cốt xiên.

Q_b : Khả năng chịu lực cắt của BT được xác định theo công thức thực nghiệm:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}; \quad (4-48)$$

Hệ số φ_{b2} xét đến ảnh hưởng của loại bê tông.

Hệ số φ_f xét đến ảnh hưởng của cánh chịu nén trong tiết diện chữ T, chữ I.

Trong mọi trường hợp phải không chế giá trị: $(1 + \varphi_f + \varphi_n) \leq 1,5$;

Giá trị Q_b tính theo (4-48) lấy không nhỏ hơn:

$$Q_b \geq Q_{bmin} = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0; \quad (4-50)$$

Khả năng chịu cắt của BT phải đảm bảo $Q_b \geq Q_{bmin}$. Từ (4-48) và (4-50) suy ra:

$$c \leq \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} h_0; \quad (4-50a)$$

Đồng thời phải đảm bảo $Q_b \leq Q_{bmax}$. Từ (4-48) và (4-42) suy ra:

$$c \geq \frac{\varphi_{b2}}{2,5} (1 + \varphi_f + \varphi_n) h_0; \quad (4-50b)$$

4.5.4.3 Điều kiện cường độ trên TDng theo mô men:

Để đảm bảo cường độ trên TDng theo mô men, cần tính toán với TDng nguy hiểm nhất theo điều kiện: $M \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc}$; (4-51)

Trong đó: M -Mô men của tất cả ngoại lực đặt ở một phía của TDng đối với trục đi qua hợp lực của vùng nén và thẳng góc với mặt phẳng uốn.

$M_s, M_{sw}, M_{s,inc}$ -tổng mô men đối với trục nói trên của các nội lực tương ứng trong cốt thép dọc, cốt đai và cốt xiên cắt qua TDng.

4.5.5. Tính toán cốt đai khi không đặt cốt xiên:

4.5.5.1 Điều kiện cường độ trên TD nghiêng khi không đặt cốt xiên:

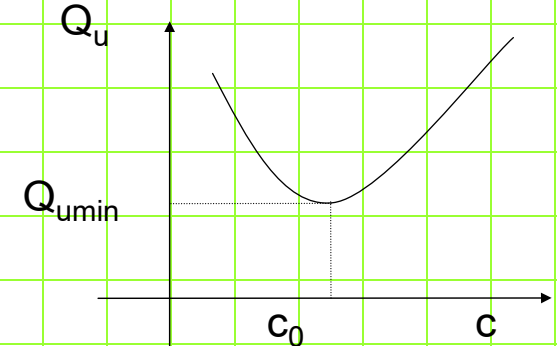
Khi không dùng cốt xiên, điều kiện (4-47) trở thành:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}; \quad (4-52)$$

Trong đó lực cắt do cốt đai chịu có thể viết lại như sau:

$$Q_{sw} = \sum R_{sw} \cdot A_{sw} = q_{sw} \cdot c; \quad (4-53)$$

Với: $q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s}; \quad (4-54)$



Cùng với (4-48), điều kiện cường độ trên TDng (4-52) trở thành:

$$Q \leq Q_u = \frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} + q_{sw} \cdot c; \quad (4-55)$$

4.5.5.2 Tiết diện nghiêng nguy hiểm nhất:

Trị số c_0 tương ứng với Q_u nhỏ nhất ($Q_{u,min}$). Để tìm c_0 :

$$\frac{dQ_u}{dc} = q_{sw} - \frac{M_b}{c_0^2} = 0; \quad (4-56) \quad \text{Trong đó: } M_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2; \quad (4-57)$$



4.5.5.2 Tiết diện nghiêng nguy hiểm nhất:

Trị số c_0 tương ứng với Q_u nhỏ nhất ($Q_{u\min}$). Để tìm c_0 :

$$\frac{dQ_u}{dc} = q_{sw} - \frac{M_b}{c_0^2} = 0; \quad (4-56) \quad \text{Trong đó: } M_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2; \quad (4-57)$$

Tìm được: $c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}}; \quad (4-58) \Rightarrow Q_{u\min} = 2 \cdot \sqrt{M_b \cdot q_{sw}};$

Đối với cầu kiện chỉ đặt cốt thép đai thẳng góc với trục dọc cầu kiện, có bước không đổi trong khoảng tiết diện nghiêng đang xét, giá trị c_0 ứng với cực tiểu của biểu thức $(Q_b + Q_{sw})$ xác định theo công thức:

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_n + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{q_{sw}}};$$

trong đó: q_{sw} – nội lực trong cốt thép đai trên một đơn vị chiều dài cầu kiện: $q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s};$

Đối với các cầu kiện như vậy, giá trị Q_{sw} được xác định theo công thức:

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0; \quad (4-59)$$

Khi đó, cốt thép đai xác định theo tính toán phải thỏa mãn điều kiện:

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b}{2} = \frac{Q_{b\min}}{2 \cdot h_0}; \quad (4-60)$$

Đối với cấu kiện chỉ đặt cốt thép đai thẳng góc với trục dọc cấu kiện, cơ bước không đổi trong khoảng tiết diện nghiêng đang xét, giá trị c_0 ứng với cực tiểu của biểu thức $(Q_b + Q_{sw})$ xác định theo công thức:

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_n + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{q_{sw}}}$$

trong đó: q_{sw} – nội lực trong cốt thép đai trên một đơn vị chiều dài cấu kiện: $q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s}$;

Đối với các cấu kiện như vậy, giá trị Q_{sw} được xác định theo công thức:

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0; \quad (4-59)$$

Khi đó, cốt thép đai xác định theo tính toán phải thỏa mãn điều kiện:

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b}{2} = \frac{Q_{b \min}}{2 \cdot h_0}; \quad (4-60)$$

Khi tính toán cốt đai cần phải tính với nhiều TDng khác nhau với giá trị c không vượt quá khoảng cách từ gối tựa đến TD có giá trị mô men cực đại và không vượt quá giá trị tính theo (4-50a).

4.5.5.3 Tính cấu kiện chịu tải trọng phân bố đều:

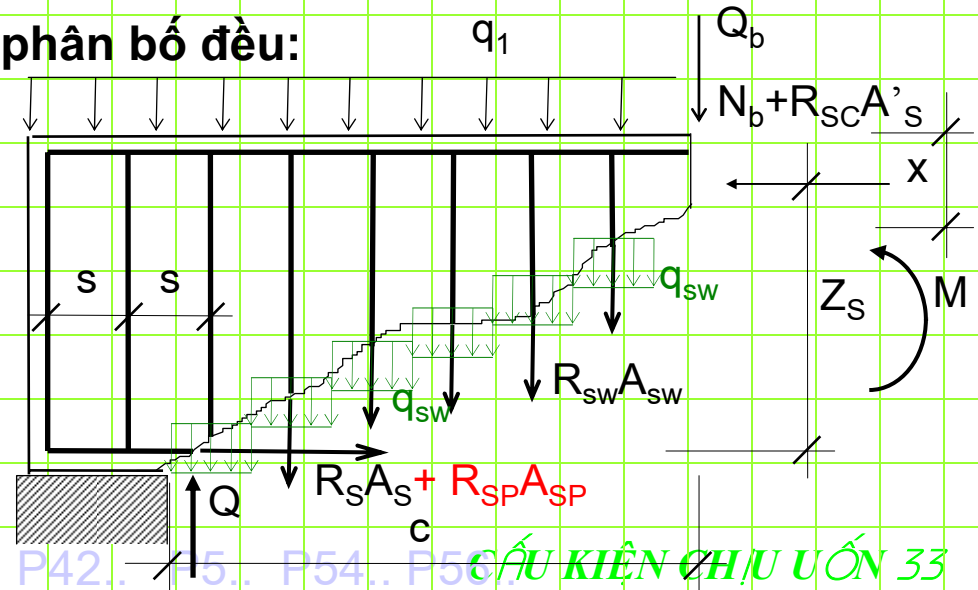
Vế phải của (4-55) có thêm q_1 :

$$Q_u = \frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} + q_{sw} \cdot c + q_1 \cdot c;$$

$$\Rightarrow Q_u = \frac{M_b}{c} + (q_{sw} + q_1) \cdot c; \quad (4-61)$$

Và TDng nguy hiểm nhất c_0 :

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw} + q_1}}; \quad (4-62)$$





4.5.5.3 Tính cấu kiện chịu tải trọng phân bố đều:

Về phải của (4-55) có thêm q_1 :

$$Q_u = \frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} + q_{sw} \cdot c + q_1 \cdot c;$$

$$\Rightarrow Q_u = \frac{M_b}{c} + (q_{sw} + q_1) \cdot c; \quad (4-61)$$

Và TDng nguy hiểm nhất c_0 :

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw} + q_1}}; \quad (4-62)$$

Điều kiện cường độ theo lực cắt sẽ là:

$$Q_{max} \leq Q_u = \frac{M_b}{c} + (q_{sw} + q_1) \cdot c; \quad (4-63)$$

Theo thực nghiệm:

- Khi $q_1 \leq 0,5 \cdot q_{sw}$ thì c_0 tính theo công thức: $c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}}; \quad (4-64)$
- Khi $q_1 > 0,5 \cdot q_{sw}$ thì c_0 tính theo công thức (4-62);

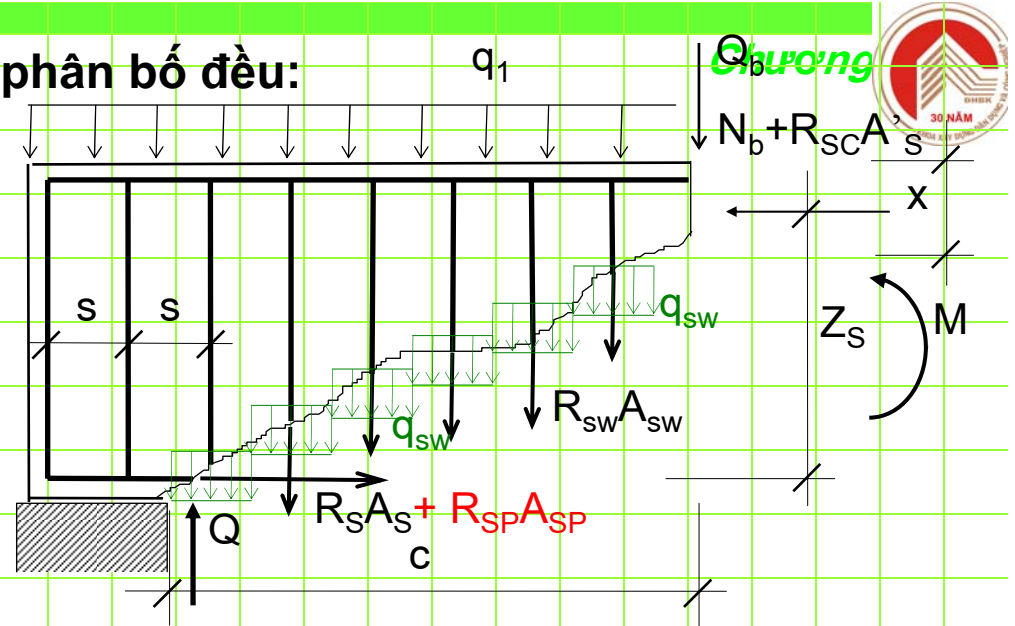
Điều này có nghĩa khi q_1 bé, giá trị c_0 không phụ thuộc vào sự bố trí cốt đai.

Trong tính toán thiết kế, tính cốt đai (q_{sw}) như sau:

* Khi $Q_{max} \leq \frac{Q_{b1}}{0,6}; \quad (4-66)$ Thì $q_{sw} = \frac{Q_{max}^2 - Q_{b1}^2}{4M_b}; \quad (4-68)$

Trong đó: $Q_{b1} = 2 \cdot \sqrt{M_b \cdot q_1}; \quad (4-67)$

* Khi $\frac{M_b}{h_0} + Q_{b1} > Q_{max} > \frac{Q_{b1}}{0,6}; \quad (4-69)$ Thì $q_{sw} = \frac{(Q_{max} - Q_{b1})^2}{M_b}; \quad (4-70)$



4.5.5.3 Tính cấu kiện chịu tải trọng phân bố đều:

Trong tính toán thiết kế, tính cốt đai (q_{sw}) như sau:

* Khi $Q_{max} \leq \frac{Q_{b1}}{0,6};$ (4-66) Thì $q_{sw} = \frac{Q_{max}^2 - Q_{b1}^2}{4M_b};$ (4-68)

Trong đó: $Q_{b1} = 2 \cdot \sqrt{M_b \cdot q_1};$ (4-67)

* Khi $\frac{M_b}{h_0} + Q_{b1} > Q_{max} > \frac{Q_{b1}}{0,6};$ (4-69) Thì $q_{sw} = \frac{(Q_{max} - Q_{b1})^2}{M_b};$ (4-70)

Trong cả hai trường hợp trên, lấy $q_{sw} \geq \frac{Q_{max} - Q_{b1}}{2 \cdot h_0};$

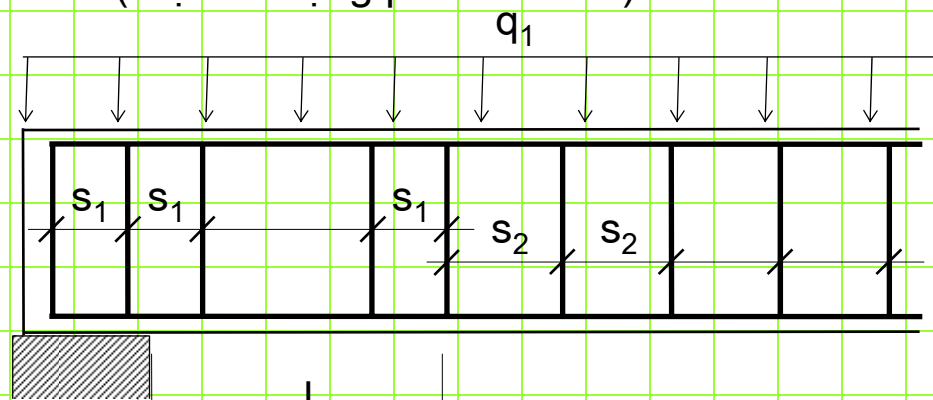
* Khi $Q_{max} \geq \frac{M_b}{h_0} + Q_{b1};$ (4-71) Thì $q_{sw} = \frac{Q_{max} - Q_{b1}}{h_0};$ (4-72)

Nếu tính được $q_{sw} < \frac{Q_{bmin}}{2 \cdot h_0}$ thì phải tính lại q_{sw} theo công thức sau:

$$q_{sw} = \frac{Q_{max}}{2 \cdot h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} \cdot q_1 - \sqrt{\left(\frac{Q_{max}}{2 \cdot h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} \cdot q_1 \right)^2 - \left(\frac{Q_{max}}{2 \cdot h_0} \right)^2};$$
 (4-73)

4.5.5.4 Trường hợp cốt đai đặt không đều (chịu tải trọng phân bố đều):

Với tải trọng phân bố đều, càng xa gối tựa lực cắt càng giảm. Do đó từ khoảng cách l_1 nào đó tính từ gối tựa có thể tăng cách khoảng cốt đai (bố trí đai thưa hơn).



4.5.5.4 Trường hợp cốt đai đặt không đều (chịu tải trọng phân bố đều):

Việc tính toán tiến hành như sau:

- Tính c_{01} và c_{02} theo (4-58):

$$c_{0i} = \sqrt{\frac{M_b}{q_{swi}}};$$

- Khi $q_1 > q_{sw1} - q_{sw2}$ thì:

$$l_1 = c - \frac{\frac{M_b}{c} + q_{sw1} \cdot c_{01} - Q_{\max} + q_1 \cdot c}{q_{sw1} - q_{sw2}}; \quad (4-74)$$

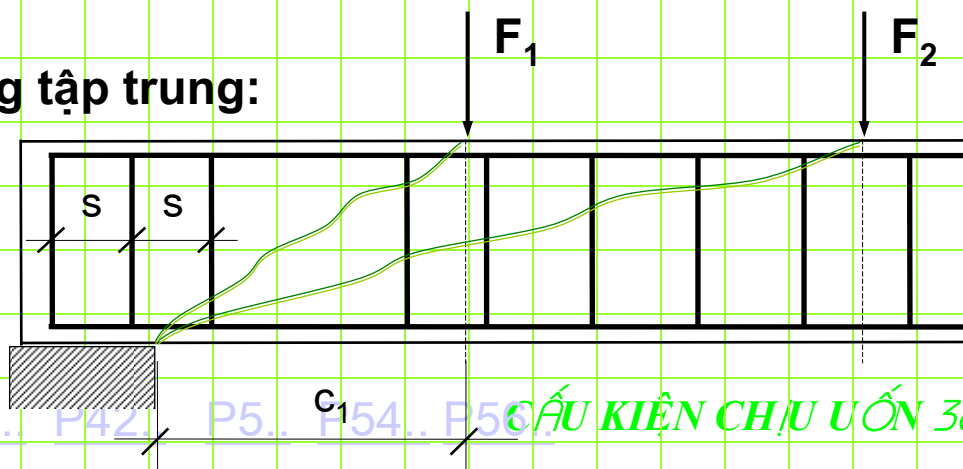
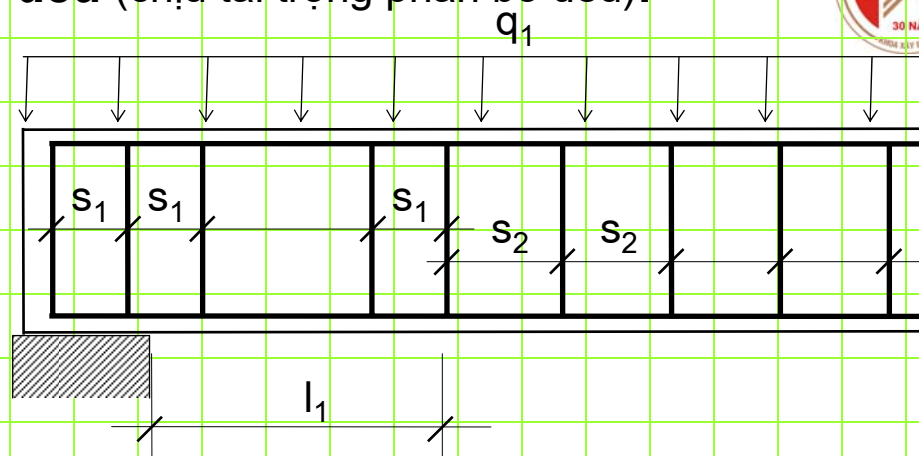
Trong đó $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 - (q_{sw1} - q_{sw2})}} \leq \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} \cdot h_0; \quad (4-75)$

- Khi $q_1 \leq q_{sw1} - q_{sw2}$ thì: $l_1 = \frac{Q_{\max} - (Q_{b\min} + q_{sw2} \cdot c_{01})}{q_1} - c_{01}; \quad (4-76)$

Trong đoạn cốt đai được giảm (nằm ngoài đoạn l_1) giá trị q_{sw2} không bắt buộc phải thỏa điều kiện (4-60).

4.5.5.5 Tính cấu kiện chịu tải trọng tập trung:

Trong trường hợp này cần tính toán với tất cả các TDng c_i xuất phát từ mép gối nhưng không vượt quá TD có mô men lớn nhất.



4.5.5.5 Tính cấu kiện chịu tải trọng tập trung:

Trong trường hợp này cần tính toán với tất cả các TDng c_i xuất phát từ mép gối nhưng không vượt quá TD có mô men lớn nhất.

Giá trị q_{sw} xác định theo hệ số:

$$\chi_i = \frac{Q_i - Q_{bi}}{Q_{bi}}; \quad (4-77)$$

Trong đó $Q_{bi} = \frac{M_b}{c_i}$; (4-78)

* Nếu $\chi_i < \chi_{0i} = \frac{Q_{b\min}}{Q_{bi}} \cdot \frac{c_0}{2 \cdot h_0}$ thì: $q_{sw(i)} = \frac{Q_i}{c_0} \cdot \frac{\chi_{0i}}{\chi_{0i} + 1}$; (4-79)

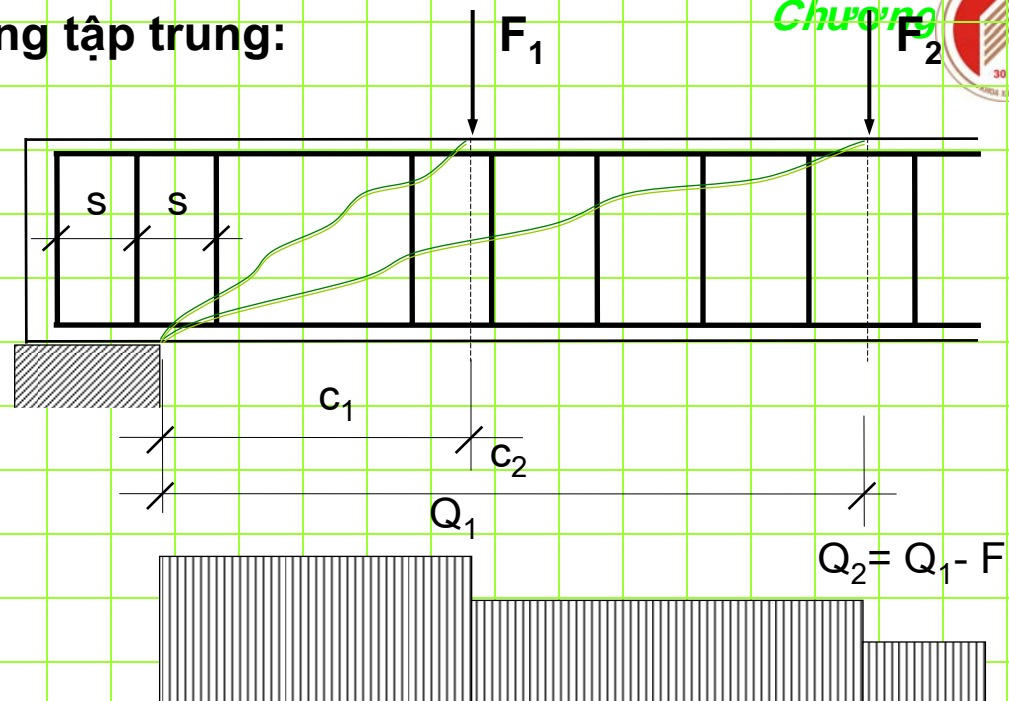
* Nếu $\chi_{0i} < \chi_i \leq \frac{c_i}{c_0}$ thì: $q_{sw(i)} = \frac{Q_i - Q_{bi}}{c_0}$; (4-80)

* Nếu $\frac{c_i}{c_0} < \chi_i \leq \frac{c_i}{h_0}$ thì: $q_{sw(i)} = \frac{(Q_i - Q_{bi})^2}{M_b}$; (4-81)

* Nếu $\chi_i > \frac{c_i}{h_0}$ thì: $q_{sw(i)} = \frac{Q_i - Q_{bi}}{h_0}$; (4-82)

Ở đây: c_0 lấy bằng c_i nhưng không lớn hơn $2 \cdot h_0$;

Cuối cùng lấy giá trị $q_{sw(i)}$ lớn nhất để xác định cốt đai.



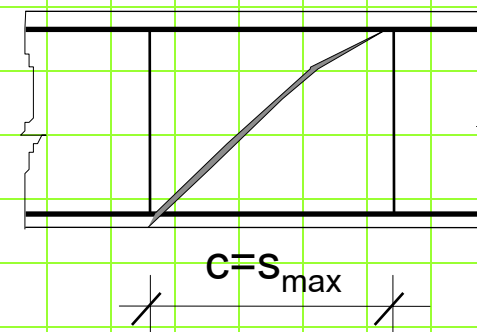
4.5.5.6 Khoảng cách lớn nhất giữa các cốt đai:

Có thể xảy ra trường hợp phá hoại theo TD nghiêng nằm giữa 2 cốt đai.

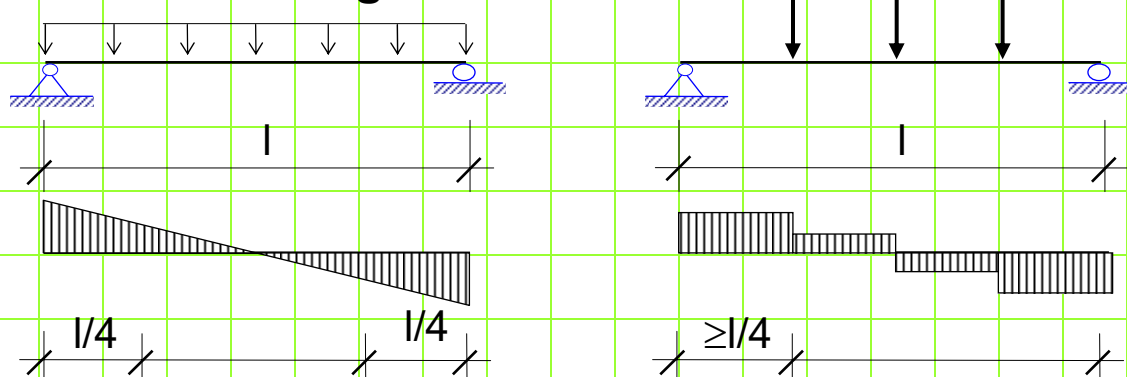
Từ (4-43) lấy $c=s_{max}$, có:

$$s_{max} = \frac{\varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q}; \quad (4-83)$$

Hệ số φ_{b4} để xét đến thiếu chính xác của khoảng cách đai do thi công, sự sai lệch về phương của khe nứt nghiêng do BT không đồng nhất.



4.5.5.7 Yêu cầu cấu tạo đối với cốt đai trong dầm và bản:



Khoảng cách cấu tạo của cốt đai u_{ct} :

Đoạn đầu dầm:

$$\text{khi } h \leq 450 \quad u_{ct} \leq \begin{cases} \frac{h}{2} \\ 150 \end{cases} \quad \text{khi } h > 450 \quad u_{ct} \leq \begin{cases} \frac{h}{3} \\ 500 \end{cases}$$

Đoạn giữa dầm (có Q bé có thể không cần tính cốt đai):

$$\text{khi } h > 300 \quad u_{ct} \leq \begin{cases} \frac{3h}{4} \\ 500 \end{cases} \quad \text{Với dầm có } h < 300 \text{ có thể không bố trí đai}$$

4.5.6 Tính toán cấu kiện có cột đai và cột xiên:

Cột xiên có nhiệm vụ chịu phần lực cắt vượt quá khả năng của đai và BT trong vùng có $Q > Q_u$ để đảm bảo cường độ trên TDng cắt qua BT nằm giữa mép gối tựa và đầu lớp cột xiên thứ nhất và giữa các lớp cột xiên tiếp theo.

Điều kiện cường độ (4-47) trên TDng c cắt qua cả cột đai và cột xiên:

$$Q \leq \frac{M_b}{c} + q_{sw} \cdot c + R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot \sin \theta; \quad (4-84)$$

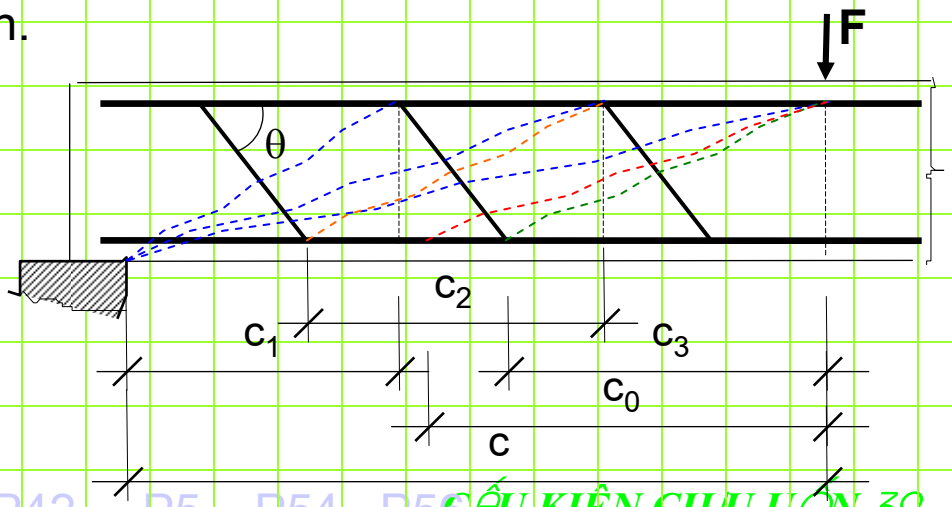
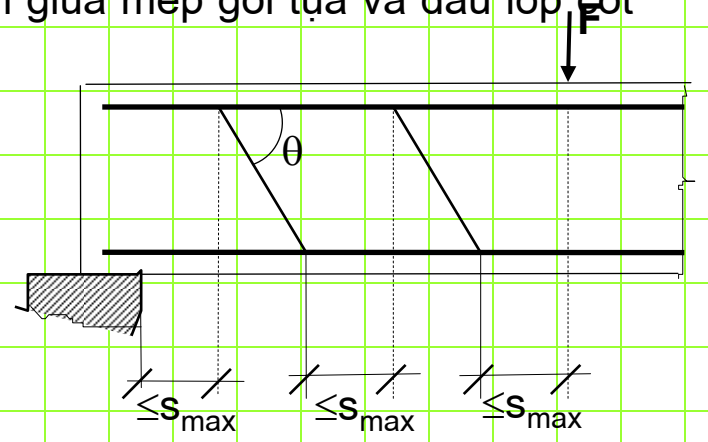
Trong đó $A_{s,inc}$ - Tổng diện tích các lớp cột xiên cắt qua mặt cắt nghiêng c.

Khi thiết kế cần kiểm tra cường độ của tất cả các mặt cắt nghiêng xuất phát từ mép gối và từ cuối của các lớp cột xiên.

Ngoài ra cần kiểm tra cường độ của các TDng có điểm cuối tại điểm đặt của lực tập trung nằm trong khu vực có cột xiên.

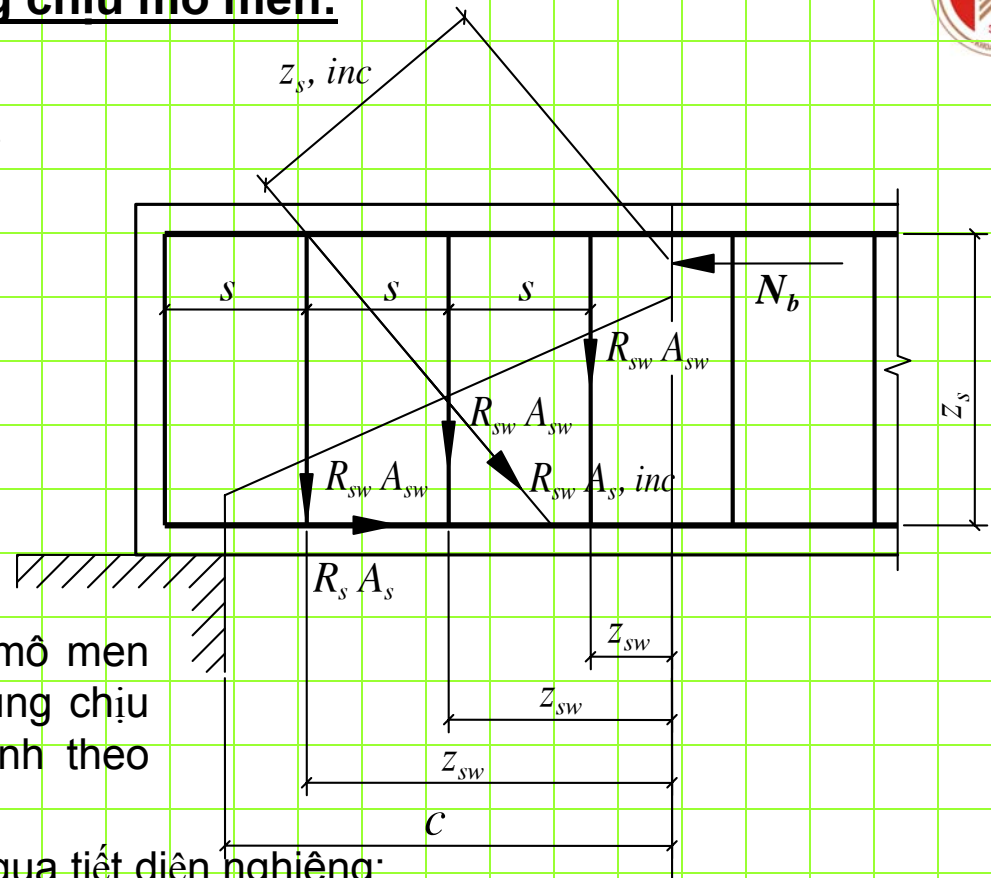
Khi kiểm tra theo (4-84) cần lưu ý :

- Phải kể đến tải trọng phân bố q_1 .
- Khi tính $q_{sw} \cdot c_i$, nếu $c_i > c_0$ thì phải lấy $c_i = c_0$; khi $c_i > 2 \cdot h_0$ thì phải lấy $c_i = 2 \cdot h_0$.
- Khi tính $\frac{M_b}{c_i}$ phải thoả các yêu cầu khống chế (4-50a), (4-50b).



4.5.7 Kiểm tra cường độ trên TDng chịu mô men:

Tiết diện nghiêng chịu tác dụng của mô men cần được tính toán tại các vị trí cắt hoặc uốn cốt thép dọc, cũng như tại vùng gần gối tựa của dầm và ở đầu tự do của công xôn. Ngoài ra, tiết diện nghiêng chịu tác dụng của mô men còn được tính toán tại các vị trí thay đổi đột ngột hình dạng của cấu kiện (cắt một phần tiết diện, v.v...).



$$M \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc}; \quad (4-51)$$

Tại các vị trí gần gối tựa của cấu kiện, mô men M_s chịu bởi các cốt thép dọc cắt qua vùng chịu kéo của tiết diện nghiêng được xác định theo công thức: $M_s = R_s \cdot A_s \cdot z_s$;

trong đó: A_s – diện tích cốt thép dọc cắt qua tiết diện nghiêng;

z_s – khoảng cách từ hợp lực trong cốt thép dọc đến hợp lực vùng chịu nén.

Mô men M_{sw} được chịu bởi các cốt thép đai vuông góc với trục dọc cấu kiện, có bước không đổi trong phạm vi vùng chịu kéo của TDng đang xét, được xác định theo công thức:

$$M_{sw} = 0,5 \cdot q_{sw} \cdot c^2; \quad (4-87)$$

Khai triển điều kiện (4-51) theo các cốt thép M_s , M_{sw} và $M_{s,inc}$ được:

$$M \leq R_s \cdot A_s \cdot z_s + \sum R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot z_{sw} + \sum R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot z_{s,inc}; \quad (4-85)$$

4.5.7 Kiểm tra cường độ trên TDng chịu mô men:

Mô men M_s chịu bởi các cốt thép dọc: $M_s = R_s \cdot A_s \cdot z_s$;

Mô men M_{sw} được chịu bởi các cốt thép đai: $M_{sw} = 0,5 \cdot q_{sw} \cdot c^2$; (4-87)

Điều kiện cường độ trên TDng chịu mô men :

$$M \leq R_s \cdot A_s \cdot z_s + \sum R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot z_{sw} + \sum R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot z_{s,inc}; \quad (4-85)$$

Chiều cao vùng nén x được xác định từ phương trình cân bằng:

$$\sum X = 0 \Rightarrow R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A'_s - R_s \cdot A_s - \sum R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot \cos \theta = 0; \quad (4-86)$$

Trong đó A_b là diện tích vùng BT chịu nén (nếu là TD chữ nhật thì $A_b = b \cdot x$).

4.5.7.1 Kiểm tra neo cốt thép dọc chịu kéo tại gối tựa tự do:

* Trường hợp dầm có cả cốt xiên và lực tập trung $Q + (c + a) \sin \theta$; (4-88)

điều kiện (4-85) kiểm tra trên TDng nguy hiểm nhất có:

$$c = \frac{Q - F_i - R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot \sin \theta}{q_{sw} + q}; \quad (4-93)$$

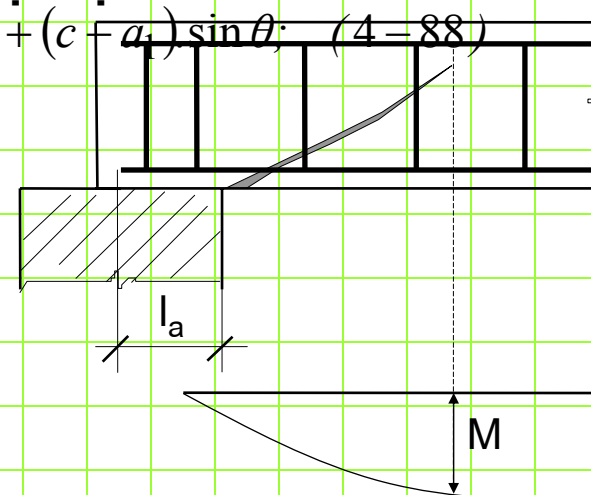
Trong đó Q - lực cắt ở TD gối tựa

F, q - Tải trọng tập trung và tải trọng phân bố trong phạm vi TDng.

Giá trị c tính được theo (4-93) không được lớn hơn chiều dài phần kê gối tựa mà ở phía ngoài đoạn đó thoả mãn điều kiện:

$$Q \leq \frac{0,8 \cdot \varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}; \quad (4-94)$$

Ứng với giá trị $c \leq 0,8 \cdot c_{max}$ ($c_{max} = 2,5 \cdot h_0$).



4.5.7.1 Kiểm tra neo cốt thép dọc chịu kéo tại gối tựa tự do:

* Trường hợp dầm có cả cốt xiên và lực tập trung:

$$c = \frac{Q - F_i - R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot \sin \theta}{q_{sw} + q}; \quad (4-93)$$

Trong đó Q - lực cắt ở TD gối tựa

F, q - Tải trọng tập trung và tải trọng phân bố trong phạm vi TDng.

Giá trị c tính được theo (4-93) không được lớn hơn chiều dài phần kê gối tựa mà ở phía ngoài đoạn đó thoả mãn điều kiện:

$$Q \leq \frac{0,8 \cdot \varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}; \quad (4-94)$$

Ứng với giá trị $c \leq 0,8 \cdot c_{max}$ ($c_{max} = 2,5 \cdot h_0$).

* Đối với dầm chịu tải trọng phân bố đều, không đặt cốt xiên và cốt đai có mật độ không đổi, điều kiện (4-85) được thay bằng (4-95):

$$Q \leq \sqrt{2 \cdot (R_s \cdot A_s \cdot z_s - M_0) \cdot (q_{sw} + q)}; \quad (4-95)$$

Trong đó Q - Lực cắt ở TD gối tựa;

M_0 - Mô men ở TD mép gối tựa.

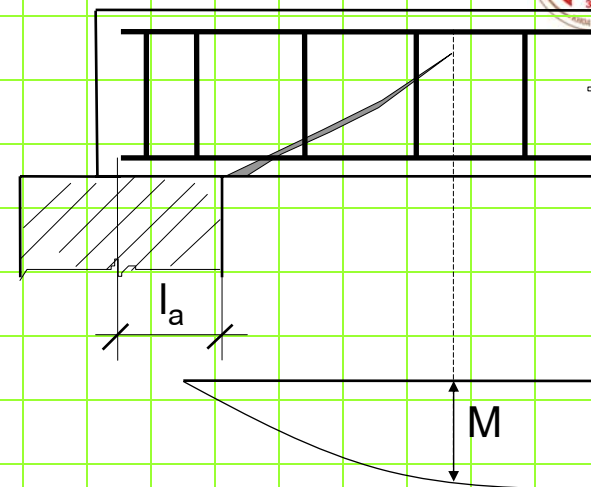
Cho phép không phải kiểm tra cường độ trên TDng theo mô men khi thoả mãn các điều kiện sau:

$$Q_{max} \leq 2 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0; \quad Q \leq \frac{0,8 \cdot \varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}; \quad (4-96)$$

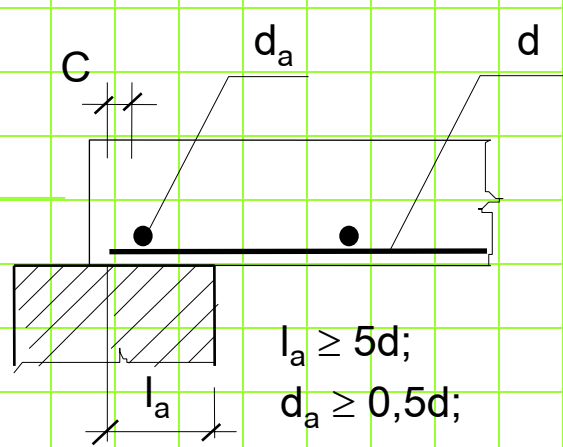
Trong đó Q - Lực cắt ở cuối TDng;

Q_{max} - Lực cắt lớn nhất ở TD mép gối tựa.

c: chiều dài hình chiếu TDng xuất phát từ mép gối tựa với $c \leq 2 \cdot h_0$.



*** Yêu cầu neo cốt thép dọc chịu kéo tại gối tựa tự do:**

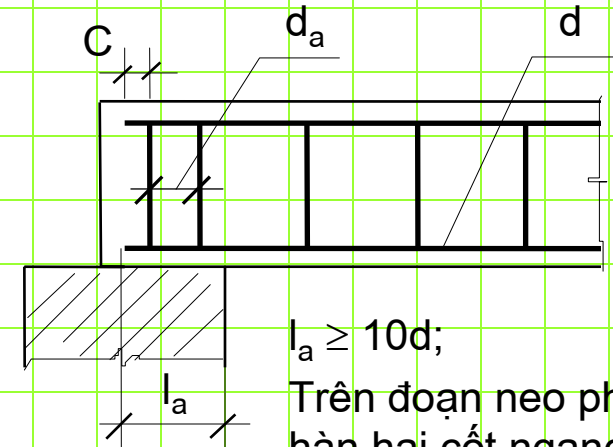


$$l_a \geq 5d;$$

$$d_a \geq 0,5d;$$

$$C \leq 15\text{mm khi } d \leq 10 \text{ mm};$$

$$C \leq 1,5d \text{ khi } d > 10\text{mm};$$



$$l_a \geq 10d;$$

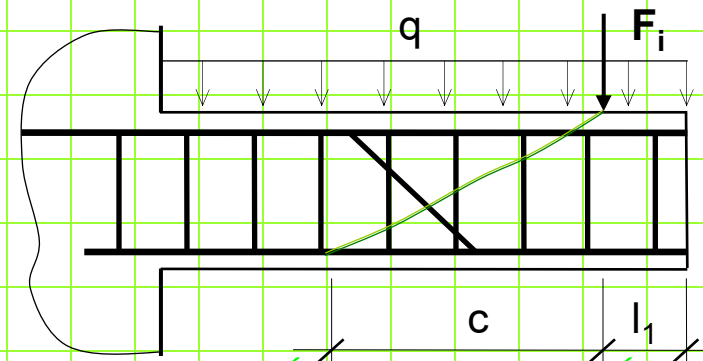
Trên đoạn neo phải hàn hai cốt ngang.

Nếu thỏa mãn điều kiện (4-42a) và (4-43) (TD bê tông đủ chịu cắt): $l_a \geq 5d$; trong khung và lưới hàn nếu là cốt trơn thì phải có một cốt ngang hàn với cốt dọc cách đầu mút một đoạn C .

Nếu điều kiện (4-42a) và (4-43) không thỏa mãn (phải bố trí cốt ngang chịu cắt): $l_a \geq 10d$; trong khung và lưới hàn nếu là cốt trơn thì trên đoạn neo phải hàn hai cốt ngang với cốt dọc cách đầu mút một đoạn C .

4.5.7.2 Kiểm tra cường độ trên TDng theo mô men đối với công xon:

Đối với công xon chịu tải trọng tập trung khe nứt nghiêng sẽ xuất phát từ điểm đặt tải tập trung tại gần đầu mút công xon.



4.5.7.2 Kiểm tra cường độ trên TDng theo mô men đối với công xon:

* Đối với công xon chịu tải trọng tập trung khe nút nghiêng sẽ xuất phát từ điểm đặt tải tập trung tại gần đầu mút công xon.

• TDng nguy hiểm nhất:

$$c = \frac{Q_1 - R_{sw} \cdot A_s \cdot \sin \theta}{q_{sw}}; \quad (4-97)$$

Trong đó Q_1 là lực cắt tại TD đầu khe nút nghiêng.

Giá trị c tính được theo (4-97) không được lớn hơn khoảng cách từ khởi điểm TDng đến mép gối tựa.

Kiểm tra cường độ trên TDng theo (4-85) với: $M = q \cdot l_1 \left(c + \frac{l_1}{2} \right) + F_i \cdot c; \quad (4-98)$

* Đối với công xon chịu tải trọng phân bố q TDng nguy hiểm nhất sẽ kết thúc ở gối tựa và có:

$$c = \frac{R_s \cdot A_s \cdot z_s}{l_{an} \cdot (q_{sw} + q)}; \quad (4-99)$$

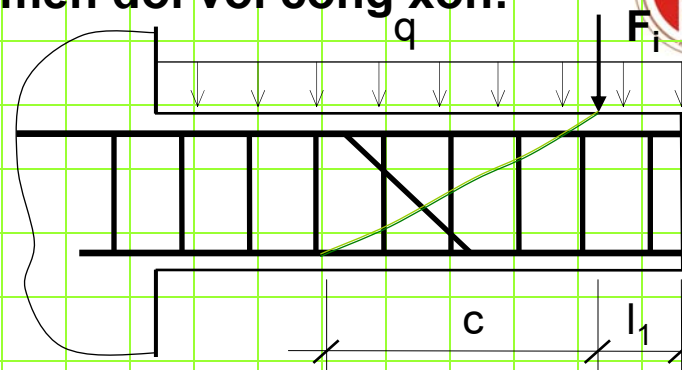
Trong đó A_s là diện tích cốt dọc được kéo đến đầu mút công xon.

z_s được xác định với TD tại gối tựa.

Nếu $c < l_{an}$ thì việc kiểm tra theo cường độ trên TDng có thể bỏ qua.

* Đối với công xon có chiều cao TD tăng dần theo luật bậc nhất về phía gối tựa, khi xác định TDng nguy hiểm theo (4-97) giá trị của tử số phải được giảm đi một lượng bằng:

$R_s \cdot A_s \cdot \sin \beta$ khi mép chịu nén nghiêng;
 $R_s \cdot A_s \cdot \sin \beta$ khi mép chịu kéo nghiêng; (β là góc nghiêng so với phương ngang)



4.5.7.3 Kiểm tra cường độ trên TDng theo mô men khi giảm cốt dọc chịu kéo:

a) **Biểu đồ bao vật liệu: (BĐBVL)**

b) **Uốn cốt dọc chịu kéo:**

Để đảm bảo cường độ trên TDng N_1-N_1 thì $Z_{s,inc} \geq Z_S$.

Vậy **khoảng cách từ điểm uốn cốt thép dọc trong vùng kéo (Tiết diện I-I) đến TD mà tại đó cốt dọc được sử dụng hết khả năng chịu lực (Tiết diện tính toán II-II) phải $\geq (h_0/2)$.**

c) **Cắt cốt dọc chịu kéo:**

Tại gối lượng thép dọc ở mép trên nhiều. Xa gối M giảm, tại tiết diện O-O theo tính toán có thể cắt bớt cốt dọc (Tại gối là A_S , cắt bớt A_{S2} , còn lại A_{S1} : $A_S = A_{S1} + A_{S2}$).

Tiết diện O-O gọi là **mặt cắt lý thuyết**.

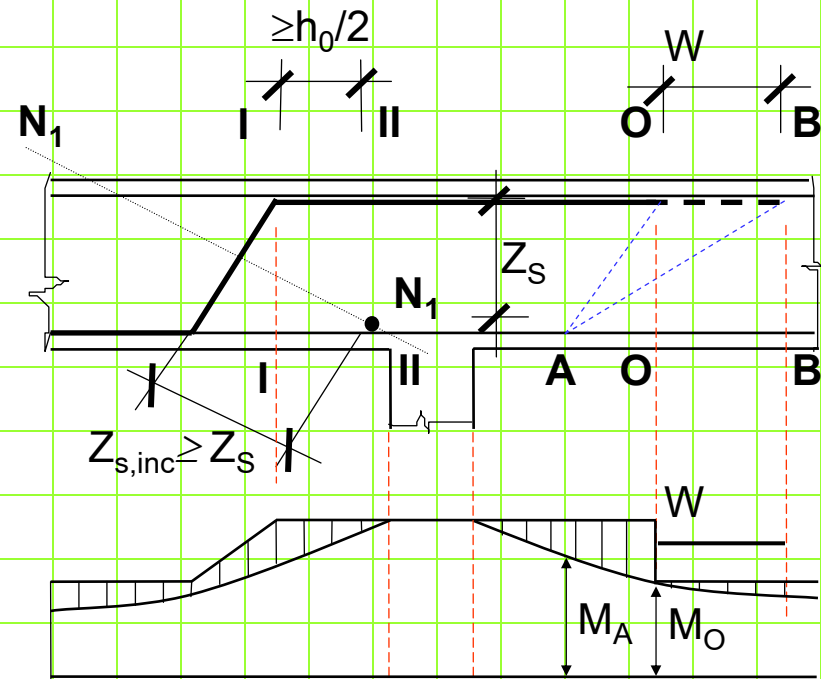
Xét trên TD nghiêng OA có $M_A > M_0$ nhưng cốt chịu kéo là A_{S1} và có thêm một số ít cốt đai sẽ không đủ chịu mô men uốn M_A .

Để không bị phá hoại trên TD nghiêng do mô men ta phải kéo cốt thép cắt giảm ra ngoài mặt cắt lý thuyết O-O một đoạn W nữa (đến điểm B).

$$W = \frac{Q}{2 \cdot q_{sw}} + 5 \cdot d \geq 20d; \quad (4-100) \quad \text{Tiết diện B-B gọi là mặt cắt thực tế.}$$

Q: Lực cắt tại điểm cắt lý thuyết, lấy bằng độ dốc của biểu đồ bao mômen.

d: Đường kính cốt dọc được cắt giảm. 5d: Đoạn cần thiết để cốt dọc bắt đầu chịu lực.



4.5.7.3 Kiểm tra cường độ trên TDng theo mô men khi giảm cốt dọc chịu kéo:

a) Biểu đồ bao vật liệu: (BĐBVL)

b) Uốn cốt dọc chịu kéo:

c) Cắt cốt dọc chịu kéo:

Tại gờ lượn thép dọc ở mép trên nhiều. Xa gờ M giảm, tại tiết diện O-O theo tính toán có thể cắt bớt cốt dọc (Tại gờ là F_a , cắt bớt A_{S2} , còn lại A_{S1} ; $A_S = A_{S1} + A_{S2}$).

TD O-O gọi là mặt cắt lý thuyết.

Xét trên TD nghiêng OA có $M_A > M_0$ cốt chịu kéo là A_{S1} sẽ không đủ chịu mô men uốn M_A . Để không bị phá hoại trên TD nghiêng do mô men ta phải kéo cốt thép cắt giảm ra ngoài mặt cắt lý thuyết O-O một đoạn W nữa (đến điểm B).

$$W = \frac{Q}{2 \cdot q_{sw}} + 5 \cdot d \geq 20d; \quad (4-100) \quad \text{Tiết diện B-B gọi là mặt cắt thực tế.}$$

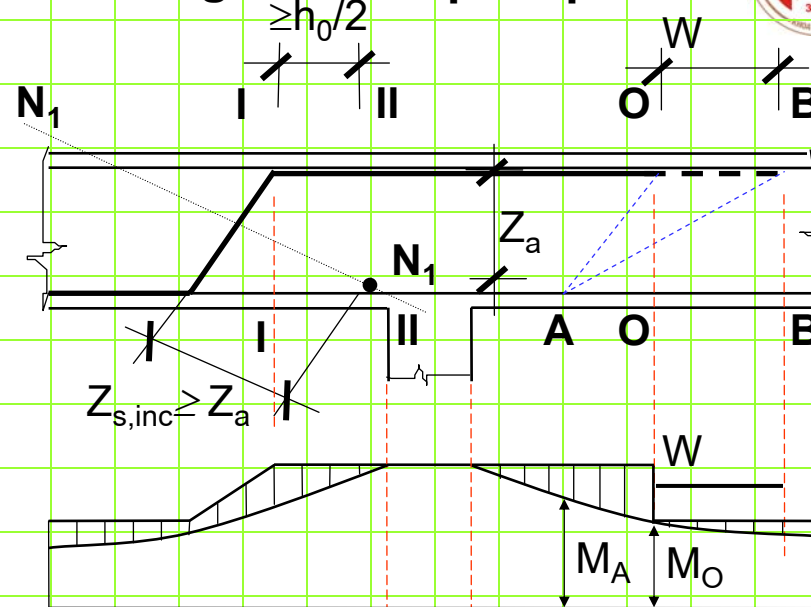
Q: Lực cắt tại điểm cắt lý thuyết, lấy bằng độ dốc của biểu đồ bao mômen.

d: Đường kính cốt dọc được cắt giảm. **5d: Đoạn cần thiết để cốt dọc bắt đầu chịu lực.**

Khi trong vùng cắt thép có cốt xiên thì: $W = \frac{Q - Q_{s,inc}}{2 \cdot q_{sw}} + 5 \cdot d \geq 20d; \quad (4-101)$

Trong đó $Q_{s,inc} = R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot \sin\theta$ với $A_{s,inc}$ là diện tích của cốt xiên trong vùng cắt thép. Để đơn giản và an toàn có thể lấy $A_{s,inc}$ là diện tích cốt xiên trên đoạn:

$$\frac{Q - Q_{s,inc}}{2 \cdot q_{sw}}$$



5.7 Tính toán dầm có tiết diện thay đổi:

a. Dầm có mép chịu nén nghiêng:

Chiều cao dầm tăng dần theo chiều tăng của mô men, do đó giá trị Q_b được tính với chiều cao làm việc tại nút của tiết diện nghiêng trong vùng nén (đại lượng này thay đổi theo C). Trình tự tính như sau:

- Kiểm tra ĐK (4-39), (4-40) với $h_0 = h_{01}$ là chiều cao làm việc của TD thẳng góc đi qua điểm đầu TD nghiêng trong vùng kéo.

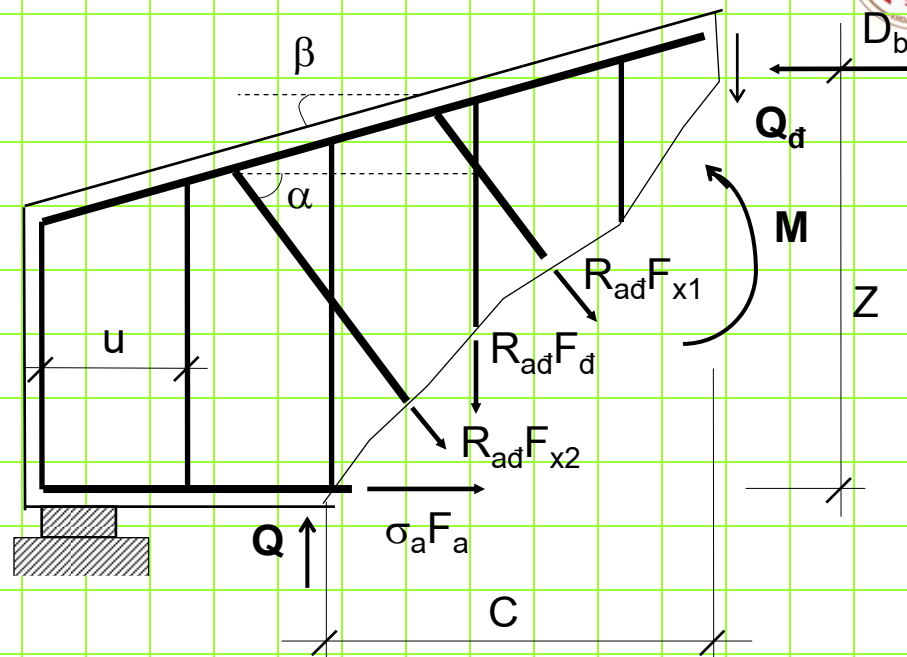
- Chọn cấu tạo cốt đai, tính q_d .

- Chọn một giá trị của h_0 ở cuối TDng để tính C_0 theo (4-47)

Có thể tính h_0 theo công thức sau:
$$h_0 = \frac{h_{01}(1 + \sqrt{B})}{1 - B} \quad \text{với } B = \frac{2R_k b}{q_d};$$

- Tính lại h_0 theo C_0 : $h_0 = h_{01} + C_0 \cdot \text{tg}\beta$. So sánh với h_0 đã giả thiết. Tiếp tục tính toán theo cách đúng dần để xác định được h_0 .

Có h_0 tính Q_{db} rồi kiểm tra với Q , nếu không thoả mãn có thể tăng cốt đai hoặc bố trí cốt xiên.



5.7 Tính toán dầm có tiết diện thay đổi:

b. Dầm có mép chịu kéo nghiêng:

Mép chịu kéo nghiêng một góc là β , khả năng chịu cắt của dầm có tham gia của cốt dọc chịu kéo là Q_a (là hình chiếu của ứng lực trong cốt dọc lên phương lực cắt Q).

Điều kiện cường độ trên TD nghiêng theo lực cắt là (không dùng cốt xiên):

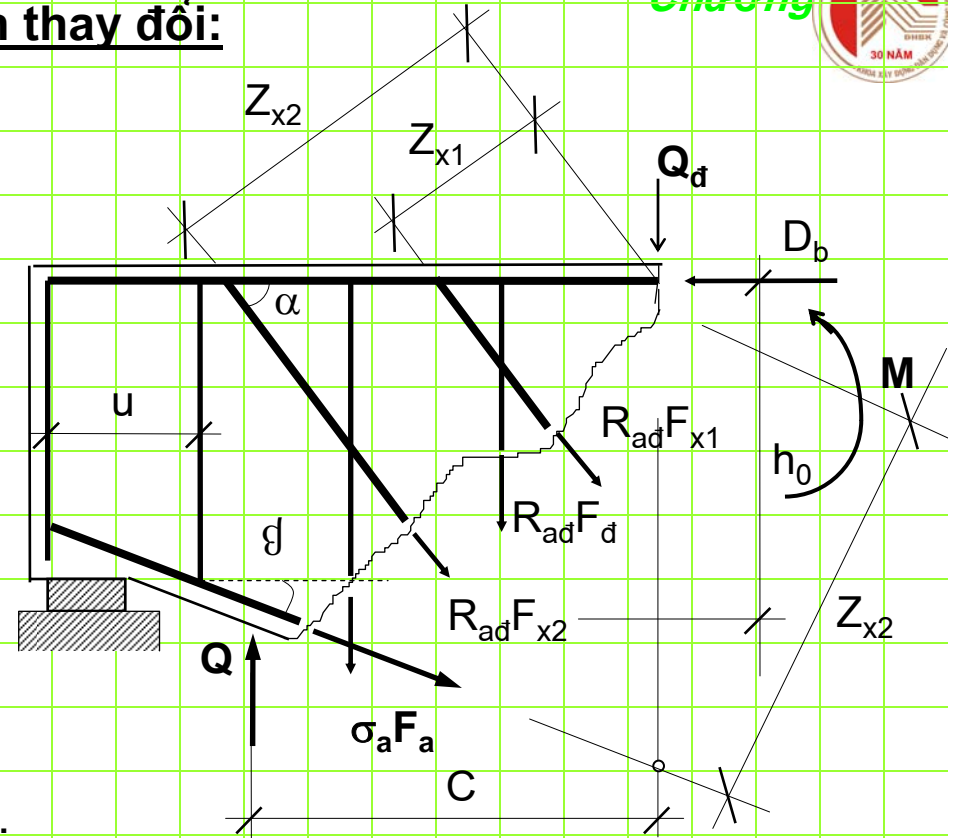
$$Q \leq Q_{td} = Q_{db} + Q_a.$$

Q_a xác định theo ứng lực có thể có trong cốt dọc chịu kéo $\sigma_a F_a$

Trình tự tính như sau:

- Chọn cấu tạo cốt đai, tính q_d rồi tính C_0 .
- Có C_0 xác định Q_{db} ;
- Có C_0 biết được mút cuối của TDng, xác định mô men uốn M tại TD thẳng góc đi qua mút đó;
- Tính phần mô men do cốt dọc chịu là: $M_a = M - 0.5q_d \cdot C_0^2$.

Tính khả năng chịu cắt của cốt dọc chịu kéo là: $Q_a = \frac{M_a}{Z} \operatorname{tg} \beta$;
(Z có thể lấy gần đúng bằng $0.9h_0$)



5.1. Giới thiệu chung:

Sàn BTCT có ưu điểm là khả năng chịu lực lớn, đa năng, thiết kế và thi công đơn giản.

5.1.1 Phân loại:

a. **Theo PP thi công:** có sàn toàn khối, sàn lắp ghép và sàn nửa lắp ghép.

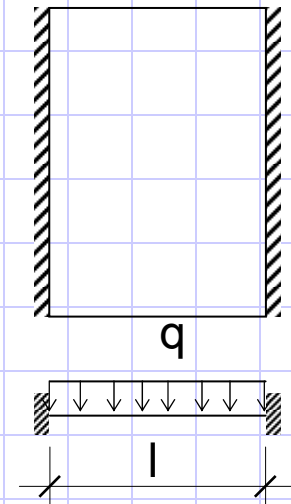
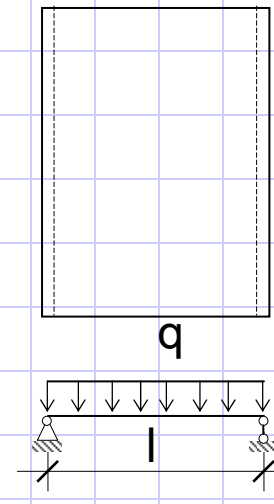
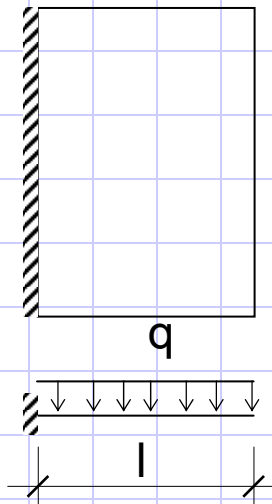
b. **Theo sơ đồ kết cấu:** có sàn sườn và sàn không sườn.

- Sàn sườn toàn khối có bản loại dầm (bản sàn làm việc 1 phương).
- Sàn sườn toàn khối có bản kê 4 cạnh.
- Sàn sườn ô cờ.
- Sàn sườn pa nen lắp ghép.

5.1.2 Phân biệt bản loại dầm và bản kê 4 cạnh:

- Khi bản chỉ có liên kết ở 1 cạnh hoặc 2 cạnh đối diện, tải trọng truyền theo phương có liên kết.

Ta gọi là **bản loại dầm**.



- Khi bản có liên kết ở 4 cạnh, tải trọng được truyền vào liên kết theo cả 2 phương.
Ta gọi loại này là **bản kê 4 cạnh**.

Xét bản kê tự do ở 4 cạnh chịu tải trọng phân bố đều;

Cắt các dải bản theo 2 phương.

Gọi tải trọng truyền theo phương l_1 là q_1 ,
tải trọng truyền theo phương l_2 là q_2 .

Ta có: $q = q_1 + q_2$. (5 - 1)

Độ võng tại điểm giữa của mỗi dải:

+ Theo phương l_1 : $f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_1 \cdot l_1^4}{E \cdot J}$;

+ Theo phương l_2 : $f_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_2 \cdot l_2^4}{E \cdot J}$;

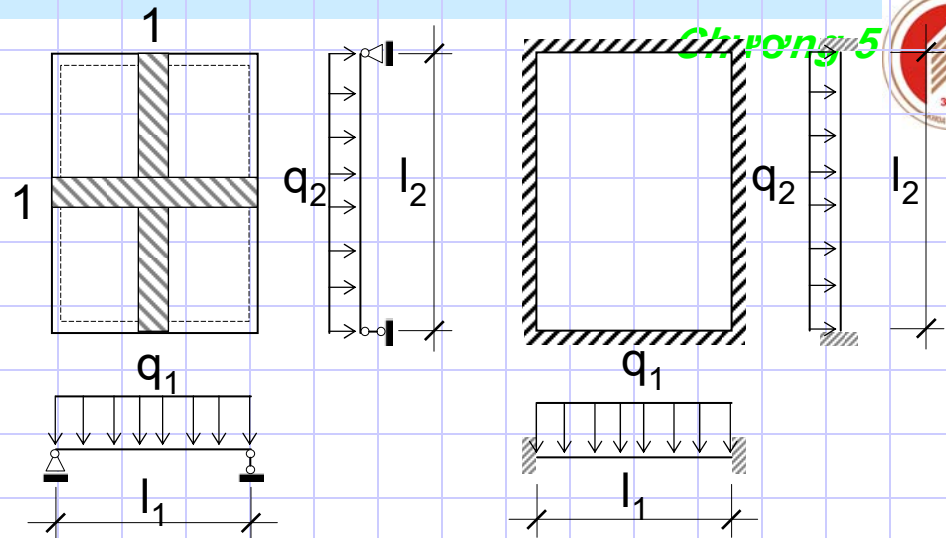
Ta có: $f_1 = f_2 \Rightarrow q_1 \cdot l_1^4 = q_2 \cdot l_2^4$; (5 - 2)

Từ (5 - 1) và (5 - 2): $q_1 = \frac{l_2^4}{l_1^4 + l_2^4} \cdot q$ và $q_2 = \frac{l_1^4}{l_1^4 + l_2^4} \cdot q$; (5 - 3)

$q_1 = \frac{l_2^4}{l_1^4} \cdot q_2$; (5 - 4)

Vậy tải trọng truyền theo phương cạnh ngắn nhiều hơn.

Khi tính toán thực tế, nếu $l_2 > 2 \cdot l_1$ thì có thể xem bản làm việc 1 phương.



5.1.3 Khái niệm khớp dẻo-Sự phân bố lại nội lực do khớp dẻo:

5.1.3.1 Khái niệm khớp dẻo:

Xét 1 dầm chịu uốn cho đến khi bị phá hoại. Giả sử dầm được cấu tạo thép sao cho khi bị phá hoại có:

- Ứng suất trong cốt thép chịu kéo đạt giới hạn chảy;
- Ứng suất trong BT vùng nén đạt giới hạn chịu nén và có biến dạng dẻo lớn;



Tại TD phá hoại xuất hiện 1 khớp dẻo có mô men khớp dẻo $M_{kd} = M_{gh}$.

Với kết cấu tĩnh định, sự xuất hiện khớp dẻo đồng thời với kết cấu bị phá hoại.

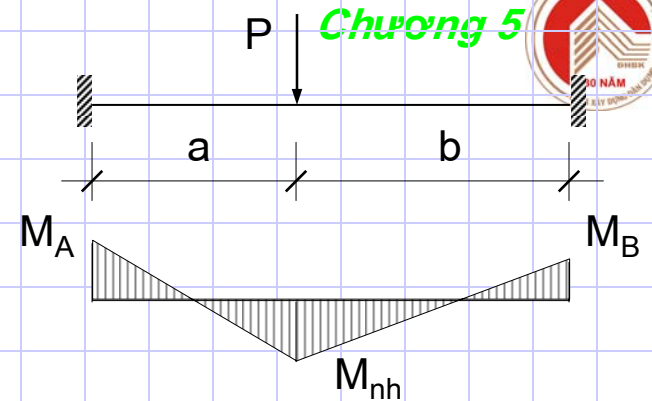
Với kết cấu siêu tĩnh xuất hiện khớp dẻo làm giảm 1 bậc siêu tĩnh của hệ. Sự phá hoại của kết cấu khi số khớp dẻo đủ để hệ bị biến hình.

- Trạng thái khi xuất hiện khớp dẻo cuối cùng trước khi kết cấu bị phá hoại gọi là **trạng thái cân bằng giới hạn**.
- Phương pháp tính theo **sơ đồ dẻo** (xét sự hình thành khớp dẻo cho đến khi hệ sắp bị phá hoại) còn gọi là **tính theo trạng thái cân bằng giới hạn**.

5.1.3.2 Sự phân bố lại nội lực:

Xét dầm chịu tải có sơ đồ như sau:

Nếu tính theo sơ đồ đàn hồi, tỷ số $\frac{M_A}{M_{nh}}$, $\frac{M_B}{M_{nh}}$ không đổi.



Tăng P đến P_1 tại gối A xuất hiện khớp dẻo trước.

Lúc này nếu P tăng thì mô men tại gối A không tăng, còn tại các TD khác vẫn tăng.

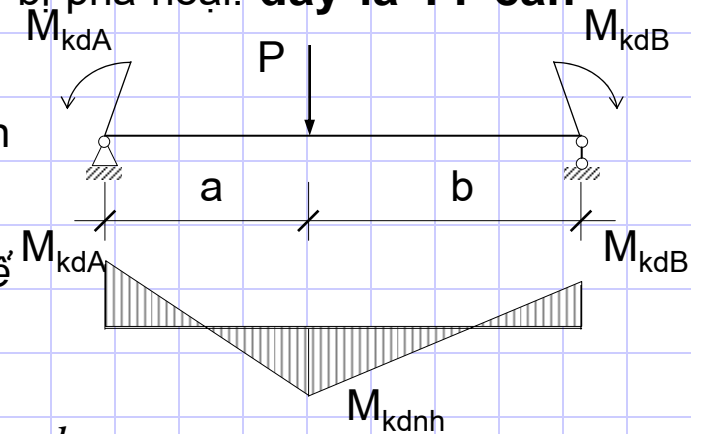
Khi P tăng đến P_2 giả sử tại gối B xuất hiện khớp dẻo.

Nếu P tăng thì mô men tại các gối A và B không tăng. (như dầm đơn giản)

Khi P tăng đến P_3 giữa nhịp hình thành khớp dẻo, kết cấu bị phá hoại: **đây là TT cân bằng giới hạn.**

Như vậy khi hình thành khớp dẻo, trong kết cấu có sự phân bố lại nội lực, đây là yếu tố có lợi tránh sự phá hoại cục bộ.

Khi tại các gối hình thành khớp dẻo, từ sơ đồ trên có thể thay ngàm bằng liên kết khớp và một mô men khớp dẻo.



Gọi M_0 là mô men của dầm đơn giản với P_3 : $M_0 = M_{kd-nh} + \frac{b}{l} \cdot M_{kdA} + \frac{a}{l} \cdot M_{kdB}$;

Kết hợp với $M_0 = M(P_3)$ xác định được tải trọng ở TT cân bằng giới hạn P_3 theo các M_{kd} .

5.1.3.3 Điều kiện để tính theo sơ đồ dẻo:

Để hình thành khớp dẻo, vật liệu và hệ phải có các tính chất sau:

- Cốt thép có thêm chảy rõ rệt (dùng thép dẻo, dây thép kéo nguội, không dùng thép dập nguội..)
- Tránh sự phá hoại sớm do BT vùng nén hỏng do bị ép vỡ hoặc bị cắt đứt (hạn chế lượng thép chịu kéo → hạn chế chiều cao vùng nén $x \leq 0,3 \cdot h_0$).
- Để hạn chế bề rộng khe nứt tại TD có khớp dẻo đầu tiên cần hạn chế sự cách biệt giá trị mô men uốn khi tính với sơ đồ dẻo so với sơ đồ đàn hồi :

Theo qui phạm của Anh BS8110-1997: $M_{kd} \geq (0,8-0,9)M_{dh}$. Theo các tài liệu của Nga thì phải hạn chế $M_{kd} \geq 0,7M_{dh}$.

Trong các kết cấu BTCT siêu tĩnh việc tính toán theo sơ đồ dẻo có thể tiết kiệm 20-30% cốt thép, PP tính đơn giản, kết quả tính lại khá phù hợp với trạng thái làm việc thực. Đồng thời có thể điều chỉnh hợp lý việc bố trí cốt thép để giải quyết tình trạng cốt thép đặt quá dày tại tiết diện nào đó.

Tuy vậy PP tính theo sơ đồ dẻo không được áp dụng cho các kết cấu chịu tải trọng động, chịu tải trọng lặp, cũng không được áp dụng với kết cấu có những hạn chế nghiêm khắc đối với sự phát triển khe nứt.

5.2. Sàn sườn toàn khối có bản loại dầm:

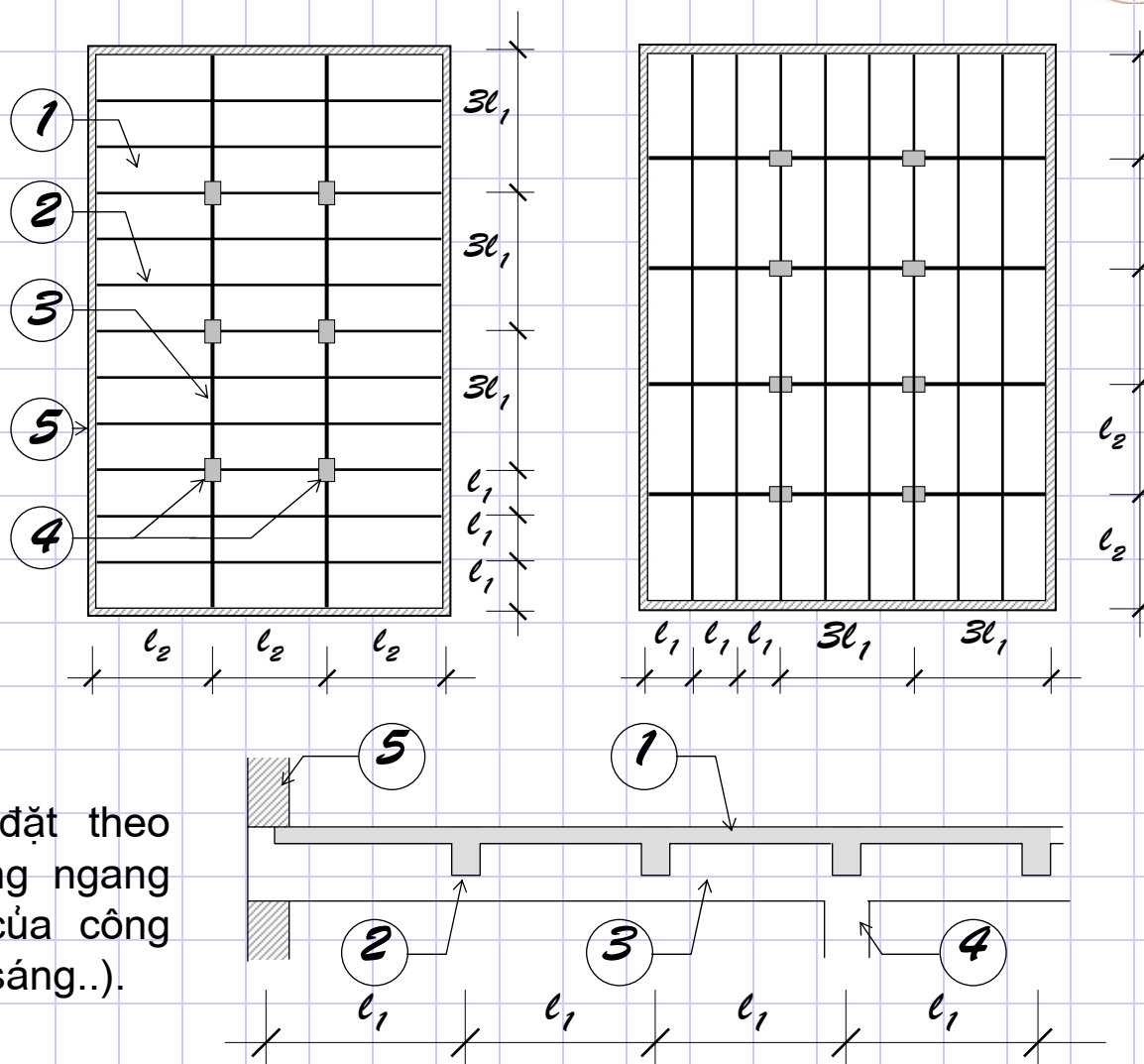
5.2.1 Sơ đồ kết cấu:

Các bộ phận chính của sàn:

1. Bản,
2. Dầm phụ,
3. Dầm chính,
4. Cột,
5. Tường.

Sàn gồm bản sàn và hệ dầm (sườn) đúc liền khối: bản kê lên dầm phụ, dầm phụ gối lên dầm chính, dầm chính gối lên cột và tường,

Sàn có thể có dầm chính đặt theo phương dọc hoặc theo phương ngang (tùy thuộc sự bố trí chung của công trình, yêu cầu thông gió, chiếu sáng..).



Khoảng cách dầm phụ $l_1 = (1-4)m$, thường $l_1 = (1,7-2,8)m$.

Khoảng cách dầm chính $l = (4-10)m$, thường $l_2 = (5-8)m$.

Chiều dày bản $h_b = \left(\frac{1}{35} - \frac{1}{25} \right) \cdot l_1;$

$\geq 5\text{cm}$ với sàn mái;

$\geq 6\text{cm}$ với sàn nhà dân dụng;

$\geq 7\text{cm}$ với sàn nhà CN;

Chiều cao dầm phụ $h_{dp} = \left(\frac{1}{20} - \frac{1}{12} \right)$ nhịp;

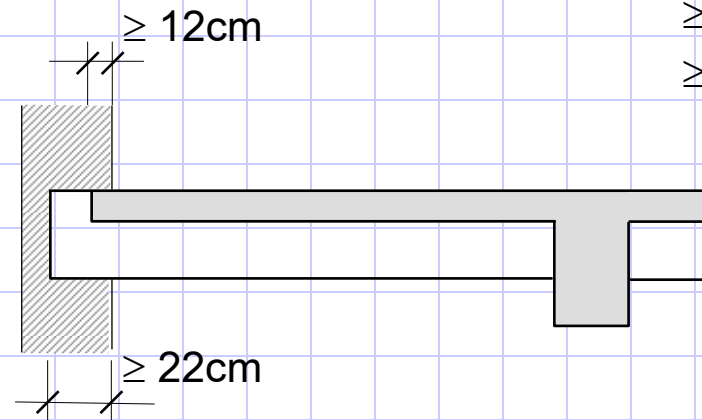
Chiều cao dầm chính $h_{dc} = \left(\frac{1}{15} - \frac{1}{8} \right)$ nhịp;

Bề rộng dầm $b_d = (0,3 - 0,5)h_d;$

Nếu chu vi sàn được kê lên tường gạch, đoạn kê: $\geq (12\text{cm và } h_b)$ với bản;

$\geq 22\text{cm}$ với dầm phụ;

$\geq 34\text{cm}$ với dầm chính;



5.2.2. Tính nội lực sàn:

5.2.2.1 Tính nội lực bản theo sơ đồ dèo:

- **Sơ đồ tính:** Cắt dải bản rộng = đơn vị (1m) theo phương cạnh ngắn; Xem các dải bản làm việc độc lập như dầm liên tục tựa lên dầm phụ và tường.

- Tải trọng:

Tính tải g (trọng lượng bản thân bản BTCT và các lớp cấu tạo..)

Hoạt tải p (tải trọng sử dụng trên sàn) phân bố đều trên mặt sàn được quy về phân bố đều trên dải bản.

- Nhịp tính toán:

Nhịp giữa: $l = l_1 - b_{dp}$;

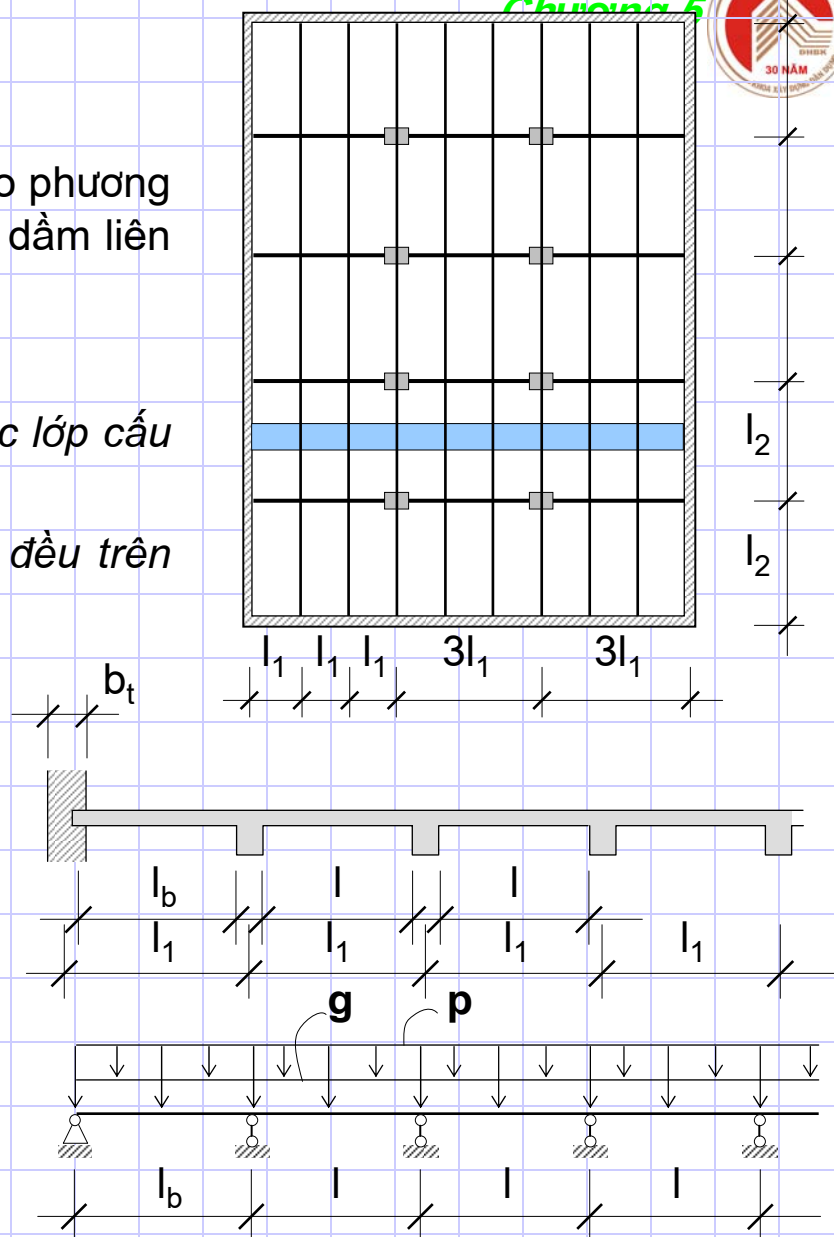
Nhịp biên: $l_b = l_1 - \frac{b_{dp}}{2} - \frac{b_t}{2} + \frac{h_b}{2}$;

- Nội lực:

Nhịp biên và gối thứ 2: $M = \pm \frac{q \cdot l_b^2}{11}$; (5-5)

Nhịp giữa và gối giữa: $M = \pm \frac{q \cdot l^2}{16}$; (5-6)

Trong đó $q = g + p$;



Nội lục:

Nhịp biên và gối thứ 2: $M = \pm \frac{q \cdot l_b^2}{11}; \quad (5-5)$

Nhịp giữa và gối giữa: $M = \pm \frac{q \cdot l^2}{16}; \quad (5-6)$

Trong đó $q = g + p$;

5.2.2.2 Tính dầm phụ theo sơ đồ dèo :

- **Sơ đồ tính:** như dầm liên tục gối lên dầm chính và tường.

- **Tải trọng:** phân bố đều gồm

Tĩnh tải: $g_d = g \cdot l_1 + g_0$;

Hoạt tải $p_d = p \cdot l_1$.

- **Nhịp tính toán:**

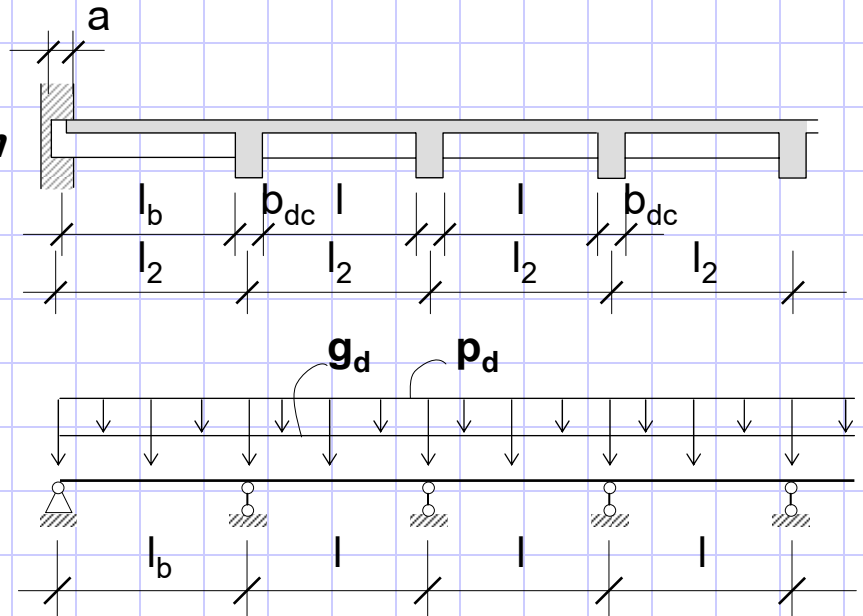
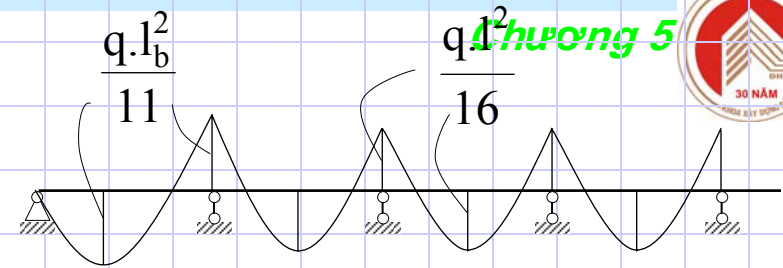
Nhịp giữa: $l = l_2 - b_{dc}$;

Nhịp biên: $l_b = l_2 - \frac{b_{dc}}{2} - \frac{b_t}{2} + \frac{a}{2}$;

- **Nội lục:**

Có thể tổ hợp tải trọng (với các dầm bất kỳ) hoặc dùng các công thức và bảng lập sẵn (dầm đều nhịp) để vẽ biểu đồ bao (BDB) mô men, lực cắt.

Để xét đến ảnh hưởng chống xoắn của dầm chính làm giảm nội lực trong dầm phụ, khi tính nội lực theo sơ đồ dèo hoạt tải được tính với giá trị là $p' = p \cdot 3/4$ và tĩnh tải là $g' = g + p/4$.



* Mô men dương giữa nhịp giữa: $M = + \frac{q \cdot l^2}{16} = +0,0625 \cdot q \cdot l^2$;

5.2.2.2 Tính dầm phụ theo sơ đồ dèo :

- Sơ đồ tính:

- Tải trọng:

- Nhịp tính toán:

- Nội lực:

Dùng bảng lập sẵn để vẽ BĐB mô men:

Tung độ nhánh dương BĐB mô men:

$$M = \beta_1 \cdot q \cdot l^2; \quad (5 - 7)$$

Tung độ nhánh âm BĐB mô men:

$$M = \beta_2 \cdot q \cdot l^2; \quad (5 - 8)$$

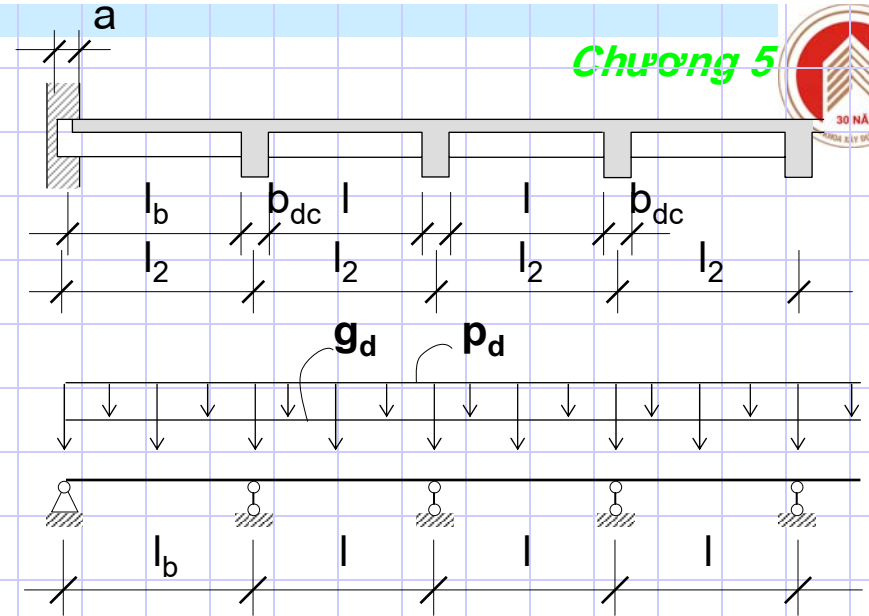
Các giá trị β_1, β_2 tra bảng.

Lực cắt tại gối A: $Q_A = 0,4 \cdot q \cdot l; \quad (5 - 9)$

tại mép trái gối B: $Q_B^{tr} = 0,6 \cdot q \cdot l; \quad (5 - 10)$

Tại mép phải gối B và các gối giữa: $Q_B^{ph} = Q_C^{tr} = Q_C^{ph} = \dots = 0,5 \cdot q \cdot l; \quad (5 - 11)$

Trong đó $q = g_d + p_d$; l là nhịp tính toán.



5.2.2.3 Tính dầm chính theo sơ đồ dàn hồi;

- **Sơ đồ tính:** như dầm liên tục gối tựa là cột và tường.

- **Tải trọng:**

Tĩnh tải: $G = g_d \cdot l_2 + G_0$

Hoạt tải: $P = p_d \cdot l_2$

- **Nhịp tính toán:** lấy bằng khoảng cách trọng tâm các gối l ;

- **Nội lực:**

+ Xác định và vẽ BĐ nội lực do tĩnh tải G (M_G, Q_G) và do các trường hợp bất lợi của hoạt tải ($M_{P1}, Q_{P1}, M_{P2}, Q_{P2}, \dots$)

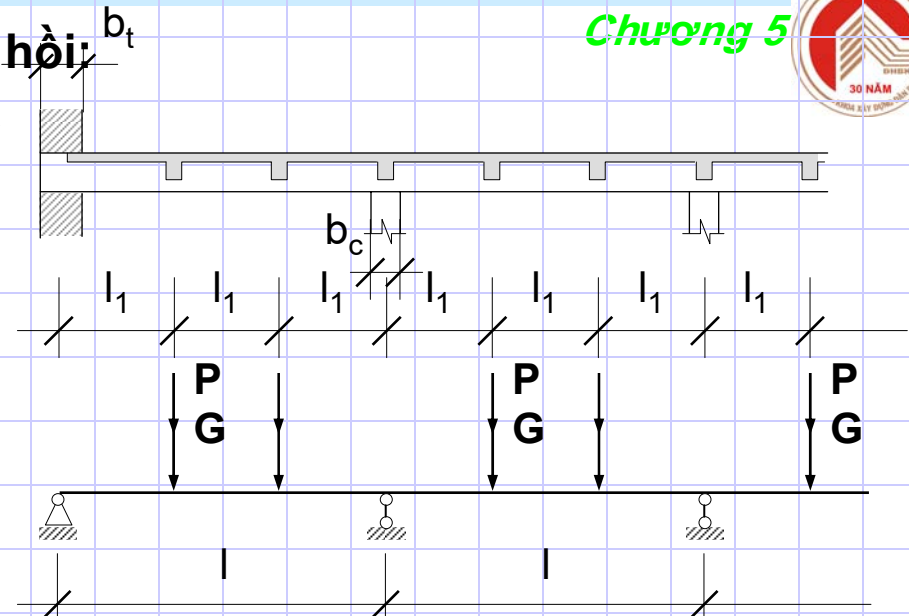
+ Cộng BĐ nội lực tĩnh tải M_G, Q_G với từng trường hợp hoạt tải M_{Pi}, Q_{Pi} được BĐ tổng cộng : M_i, Q_i .

+ Tại mỗi TD chọn trong các BĐ tổng cộng một giá trị dương lớn nhất và một giá trị âm có trị tuyệt đối lớn nhất để vẽ BĐB nội lực (có thể xác định BĐB nội lực bằng cách vẽ các BĐ tổng cộng lên cùng một trục và cùng tỉ lệ, hình bao sẽ là các đoạn ngoài cùng). [Minh họa](#)

Với dầm đều nhịp có thể dùng các công thức và bảng lập sẵn để vẽ BĐB nội lực:

Tung độ nhánh dương BĐB mô men: $M = (\alpha_0 \cdot G + \alpha_1 \cdot P) \cdot l$; (5 - 12)

Tung độ nhánh âm BĐB mô men: $M = (\alpha_0 \cdot G - \alpha_2 \cdot P) \cdot l$; (5 - 13)



Với tải đều nhịp có thể dùng các công thức và bảng lập sẵn để vẽ BDB nội lực:

Tung độ nhánh dương BDB mô men: $M = (\alpha_0 \cdot G + \alpha_1 \cdot P) \cdot l$; (5 - 12)

Tung độ nhánh âm BDB mô men: $M = (\alpha_0 \cdot G - \alpha_2 \cdot P) \cdot l$; (5 - 13)

Tung độ nhánh dương BDB lực cắt: $Q = \beta_0 \cdot G + \beta_1 \cdot P$; (5 - 14)

Tung độ nhánh âm BDB lực cắt: $Q = \beta_0 \cdot G - \beta_2 \cdot P$; (5 - 15)

Các giá trị $\alpha_0, \alpha_1, \alpha_2, \beta_0, \beta_1, \beta_2$ tra bảng.

5.2.3. Tính cốt thép:

5.2.3.1 Tính cốt thép bản:

Tính như cầu kiện chịu uốn TD chữ nhật đặt cốt đơn có: $b = 1m$; $h = h_b$;

TD giữa nhịp biên và nhịp giữa với mô men dương lớn nhất.

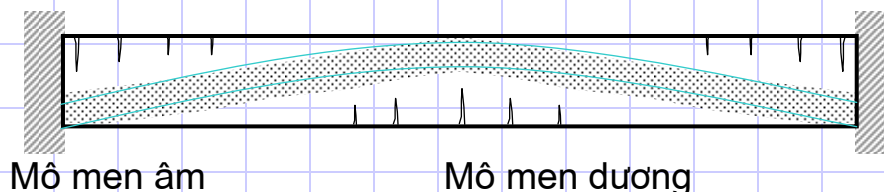
TD gối thứ 2 và gối giữa với mô men âm.

Kiểm tra khả năng chịu cắt của BT vùng nén.

Xét ảnh hưởng của hiệu ứng vòm trong bản, các ô bản có cạnh đều đúc liền khối với sườn giảm 10-20% lượng thép tính toán tùy theo số cạnh liền khối.

$\mu\% = (0,3-0,9)$ là hợp lý;

Và $\mu \geq \mu_{min}$ ($\mu_{min} = 0,05\%$, thường lấy $=0,1\%$)



* Đối với các ô bản ở giữa (có cả 4 cạnh liền khối với sườn) được giảm 20% mô men.

* Đối với các ô bản ở biên (có 3 cạnh liền khối với sườn) được giảm 20% mô men tính toán khi $l_2/l_1 < 1,5$; giảm 10% mô men tính toán khi $1,5 \leq l_2/l_1 \leq 2$.

* Không được phép giảm đối với các ô bản ở góc.

5.2.3.2 Tính cốt thép dầm:

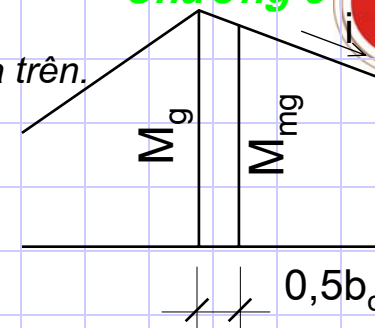
Tính cốt dọc: Tính như cấu kiện chịu uốn TD chữ T, cánh là phần bản ở phía trên.

TD giữa nhịp tính với mô men dương: tính TD chữ T.

TD ở gối tính với mô men âm tại mép gối : tính TD chữ nhật.

Với dầm chính, mô men mép gối: $M_{mg} = M_g - 0,5.b_c.i$

(b_c là bề rộng cột, i là độ dốc của BDB mô men).



Tính nội lực dầm phụ theo sơ đồ dẻo, khi tính cốt dọc ĐKHC là: $x \leq 0.3.h_0$;

Hay điều kiện để đặt cốt đơn là

$$h_0 \geq \frac{1}{\sqrt{\alpha_d}} \sqrt{\frac{M}{R_b \cdot b}} \approx 2 \cdot \sqrt{\frac{M}{R_b \cdot b}}$$

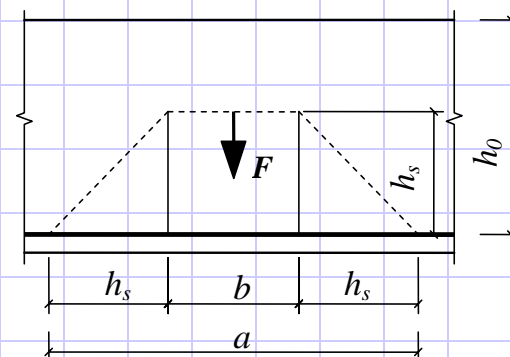
$\mu = (0,6-1,2)\%$ là hợp lý; và $\mu \geq \mu_{min}$ ($\mu_{min} = 0,05\%$, với dầm thường lấy $=0,15\%$).

Nếu $\mu < \mu_{min}$ cần lấy $A_s = \mu_{min} \cdot b \cdot h_0$;

Tính cốt ngang chịu cắt: Đối với dầm chính thường lực cắt lớn nên bố trí cốt xiên.

Tính cốt treo: Tại vị trí dầm phụ gối lên dầm chính cần bố trí cốt treo trong dầm chính để tránh phá hoại cục bộ do tải trọng tập trung.

Cốt treo có thể là cốt đai đặt dày, hoặc thanh thép uốn chữ V.



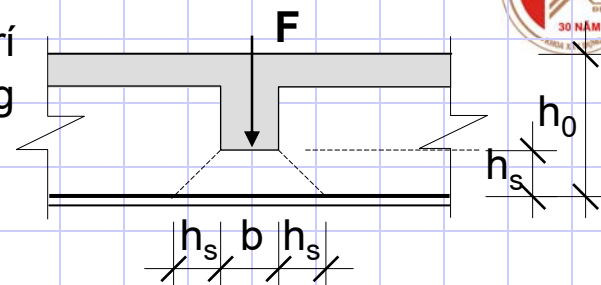
TCXDVN 356:2005 Điều 6.2.5.5 trang 92 qui định:

Cấu kiện BTCT bị giật đứt do tác dụng của tải trọng đặt ở cạnh dưới hoặc ở trong phạm vi chiều cao tiết diện.

5.2.3.2 Tính cốt thép dầm:

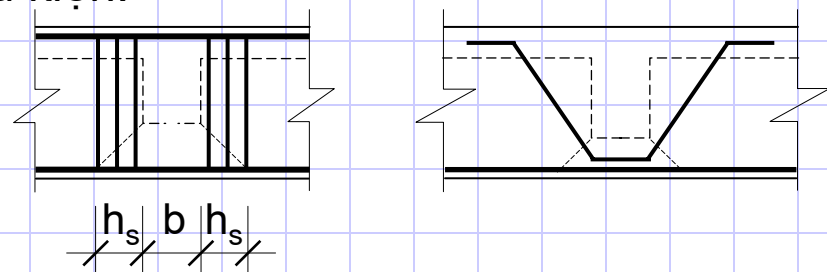
Tính cốt treo: Tại vị trí dầm phụ gối lên dầm chính cần bố trí cốt treo trong dầm chính để tránh phá hoại cục bộ do tải trọng tập trung.

Cốt treo có thể là cốt đai đặt dày, hoặc thanh thép uốn chữ V.



Diện tích cốt treo cần thiết xác định theo điều kiện:

$$F \left(1 - \frac{h_s}{h_0} \right) \leq \sum R_{sw} \cdot A_{sw};$$



F – lực giật đứt;

h_s – khoảng cách từ vị trí đặt lực giật đứt đến trọng tâm tiết diện cốt thép dọc;

$\sum R_{sw} \cdot A_{sw}$; – tổng lực chịu bởi cốt thép đai đặt phụ thêm trên vùng giật đứt có chiều dài a bằng: $a = 2 \cdot h_s + b$;

b – bề rộng của diện tích truyền lực giật đứt.

Giá trị h_s và b xác định tùy thuộc vào đặc tính và điều kiện đặt tải trọng giật đứt lên cấu kiện (đặt lên công xôn, hoặc các cấu kiện tiếp giáp nhau, v.v...).



5.2.4 Cấu tạo cốt thép sàn:

5.2.4.1 Cấu tạo thép bản:

Dùng lưới hàn:

- Khi đường kính bé có thể dùng các lưới liên tục, ở nhịp biên và gối thứ 2 cần nhiều thép hơn bổ sung các lưới phụ hoặc buộc thêm các thanh rời.

- Khi đường kính lớn ($d \geq 6$) nên dùng các lưới thép riêng, ở gối đặt phía trên, ở nhịp đặt phía dưới.

Nếu dùng lưới buộc:

- Khi $h_b \leq 8\text{cm}$ có thể dùng các thanh thép đặt ở mép dưới kéo dài qua các nhịp, tại gối đặt cốt mũ.

- Khi $h_b > 8\text{cm}$ nên uốn bớt thép ở nhịp lên gối (khoảng $1/3$ đến $2/3$ lượng thép). (Minh họa)

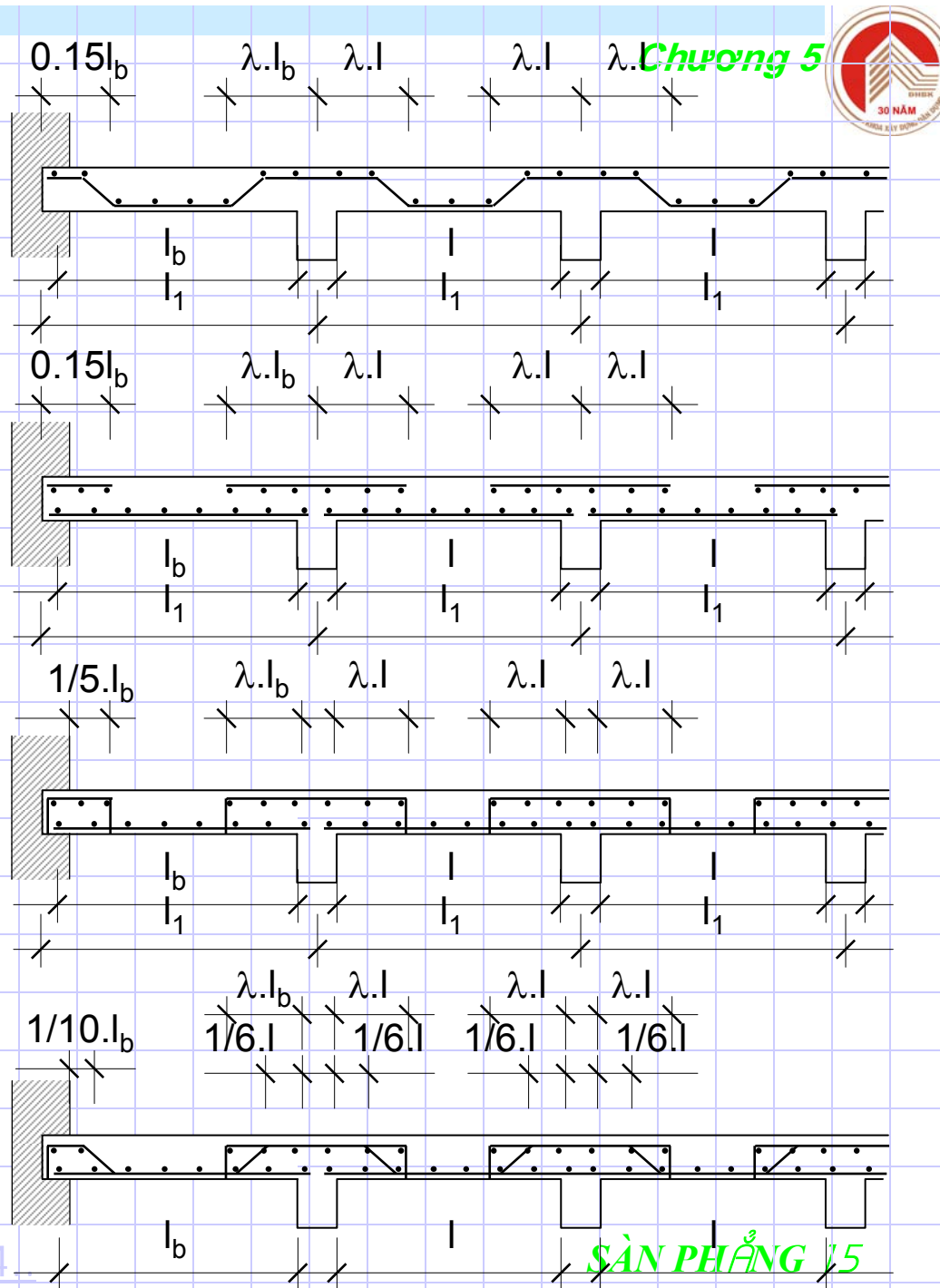
Cốt phân bố: cùng với cốt chịu lực để tạo thành lưới.

$\geq 10\%$ lượng thép chịu lực khi $l_2/l_1 \geq 3$;

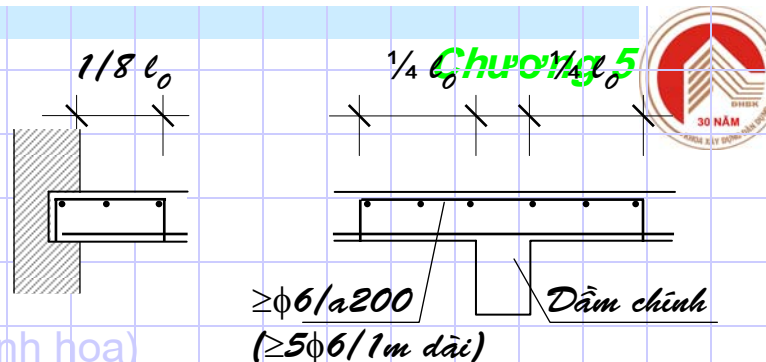
$\geq 20\%$ lượng thép chịu lực khi $l_2/l_1 < 3$;

$$p/g \leq 3: \lambda = 1/4$$

$$p/g > 3: \lambda = 1/3$$



Cốt thép mũ cấu tạo: tại vị trí bản gối lên dầm chính, gối lên tường. Lượng thép này $\geq 1/3$ lượng thép chịu lực tại các gối giữa và $\geq 5\phi 6/1m$ dài.



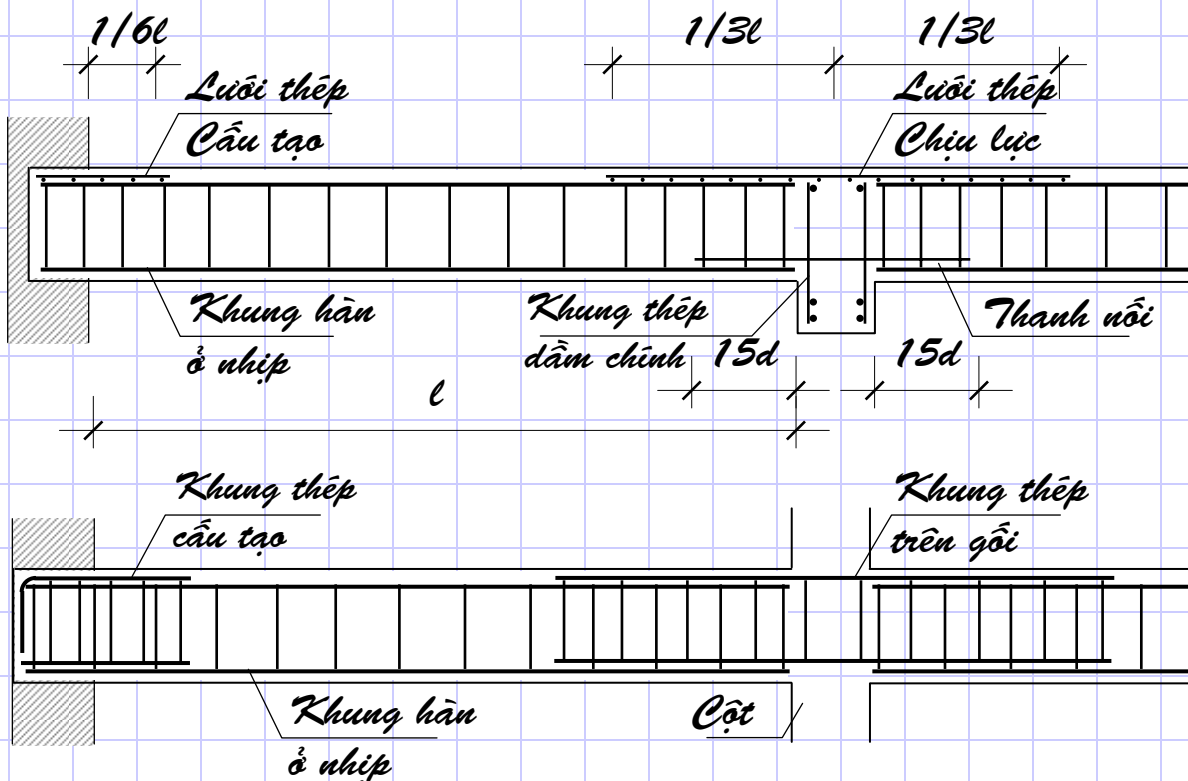
5.2.4.2 Cấu tạo cốt thép dầm:

Cốt thép dầm tốt nhất là dùng khung hàn: (Minh hoa)

+ Giữa nhịp dùng các khung phẳng được kéo dài đến mép gối.

+ Trên gối dầm phụ bố trí các lưới thép để chịu mô men âm.

+ Trên gối dầm chính bố trí các khung hàn chịu mô men âm.



Nếu dùng khung buộc:

+ Giữa nhịp bố trí cốt dọc chịu mô men dương ở mép dưới, vào gần gối có thể uốn 1 phần thép lên để chịu mô men âm, thép còn lại kéo vào gối ≥ 2 thanh.

+ Trên gối, ngoài các thanh uốn từ nhịp lên, phải đặt thêm một số thanh đủ theo yêu cầu, ra xa gối tiến hành cắt bớt cốt thép theo BDB mô men. Khả năng chịu lực tương ứng với

5.3. Sàn sườn toàn khối có bản kê 4 cạnh:

5.3.1 Sơ đồ kết cấu:

Sàn gồm bản sàn và hệ sườn đúc liền khối,

Tỉ lệ $\frac{l_2}{l_1} \leq 2$ (thường lấy 1-1.5),

Kích thước các cạnh $l_1, l_2 = 4 - 6m$.

Chiều dày bản $h_b \geq \frac{1}{50}l_1$;

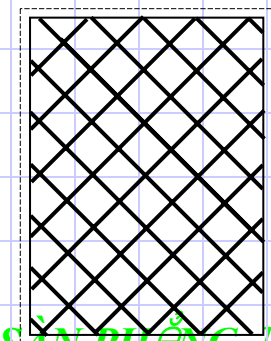
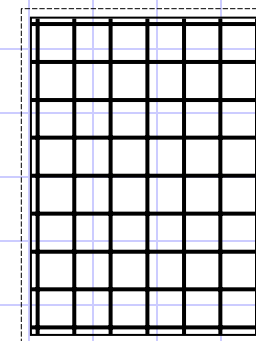
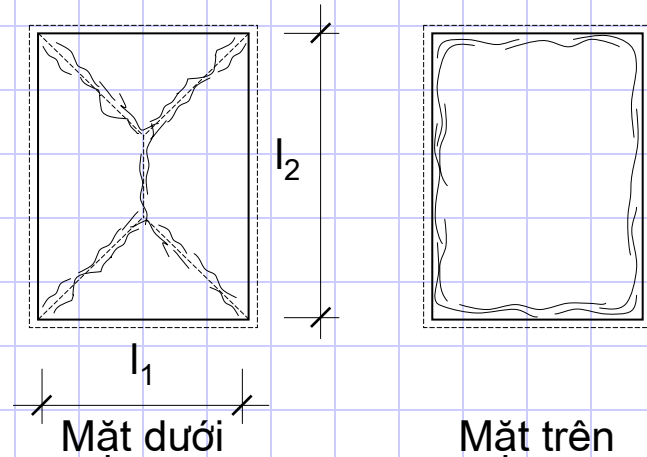
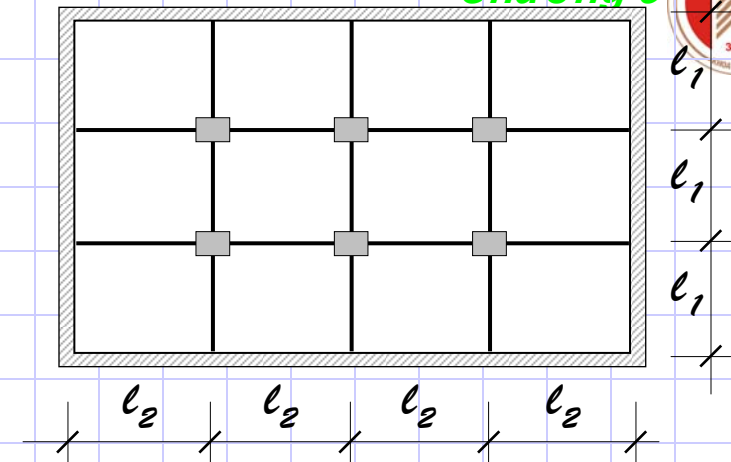
Biến dạng của bản:

+ **Mặt dưới của bản:** Xuất hiện các vết nứt theo phương đường phân giác các góc, còn ở giữa bản có các vết nứt theo phương cạnh dài.

+ **Mặt trên:** Nếu các cạnh là ngàm cứng có các vết nứt chạy vòng theo chu vi, nếu kê tự do các góc bản sẽ bị vênh lên.

5.3.2 Bố trí thép bản:

Bố trí các lưới thép, cốt thép có thể song song với các cạnh hoặc theo phương xiên (chéo vuông góc với các vết nứt), hiệu quả chịu lực như nhau, tuy nhiên với lưới có cốt thép song song với các cạnh thì công đơn giản hơn.



5.3.2 Bố trí thép bản:

Nên dùng các lưới hàn:

+ **Giữa nhịp:** sử dụng các lưới có cốt chịu lực theo 2 phương.

Có 2 cách bố trí thép này:

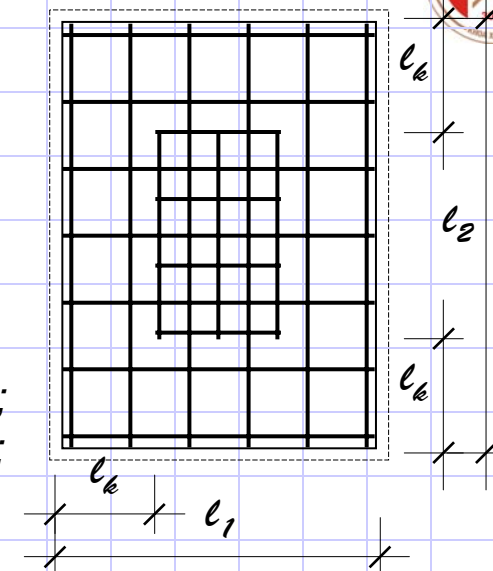
Đặt thép đều (dùng 1 lưới thép)

Đặt thép không đều (dùng 1 lưới chính cho toàn ô bản và 1 lưới phụ đặt giữa ô bản).

Cạnh ngàm: $l_k = l_1/4$;

Cạnh khớp: $l_k = l_1/8$;

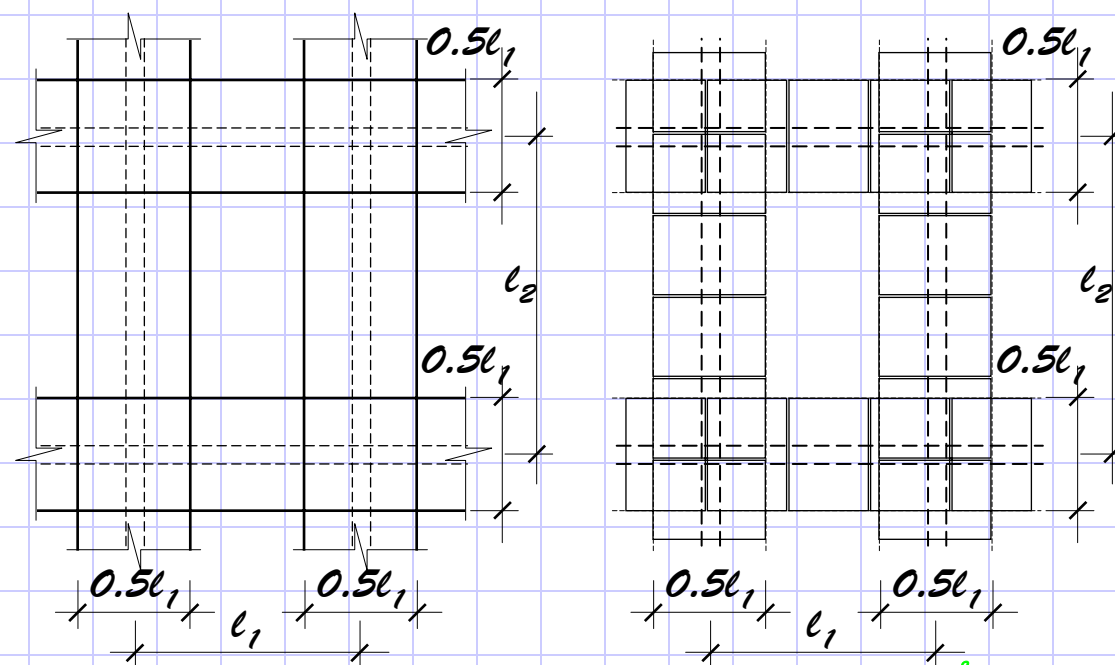
+ **Trên gối:** dùng lưới thép có cốt chịu lực theo phương vuông góc với các sườn.



Nếu dùng lưới buộc:

+ Giữa nhịp đặt theo tính toán, vào gần gối (dãy biên l_k) có thể giảm.

+ Trên gối: có thể uốn 1/2 \rightarrow 2/3 lượng thép ở nhịp lên và đặt thêm cốt mũ xen kẽ.



5.3.3 Tính bản kê 4 cạnh theo sơ đồ dèo:

Sơ đồ tính:

Khi ở trạng thái CBGH theo các khe nứt sẽ hình thành khớp dèo.

● Mô men khớp dèo: $M_{kd} = R_s \cdot A_s \cdot Z_s$;

M_{kd} là mô men khớp dèo trên 1 đơn vị dài,

A_s diện tích cốt thép trên 1 đơn vị dài,

Z_s là cánh tay đòn nội lực ($Z_s \approx 0.9h_0$).

Nếu cạnh kê tự do thì mô men trên cạnh đó = 0.

Theo nguyên lý cân bằng công khả dĩ:

$$W_q = W_M. \quad (5 - 16)$$

Công khả dĩ của ngoại lực: $W_q = \int_F y \cdot q \cdot dF = q \cdot \int_F y \cdot dF = q \cdot V$; (5 - 17)

Với V là thể tích của hình khối tạo bởi mặt phẳng bản ban đầu và các miếng cứng ở trạng thái CBGH,

$$V = f \cdot l_1 \cdot \frac{3 \cdot l_2 - l_1}{6};$$

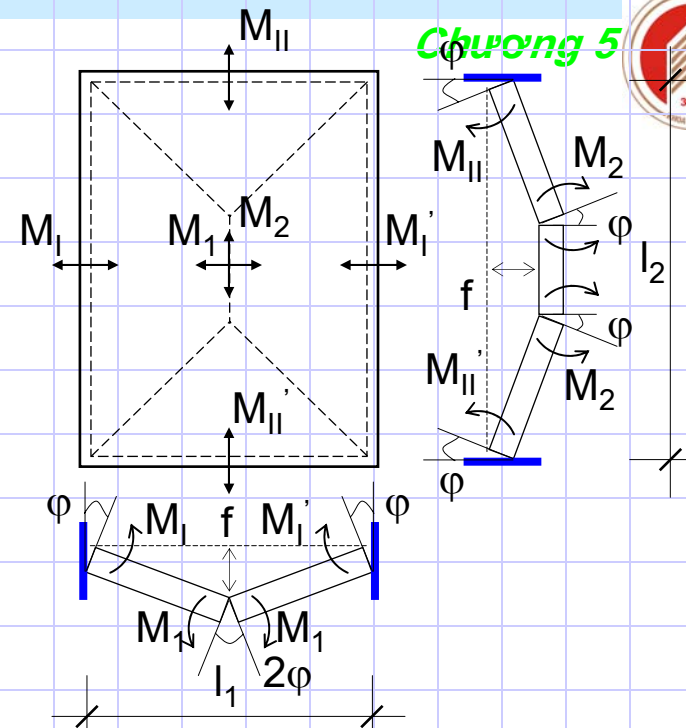
Công khả dĩ của nội lực: $W_M = \sum \varphi_i \cdot M_i \cdot l_i$; (5 - 18)

Khi bố trí thép đều:

$$W_M = \sum \varphi_i \cdot M_i \cdot l_i = (2\varphi \cdot M_1 + \varphi \cdot M_1 + \varphi \cdot M_1') \cdot l_2 + (2\varphi \cdot M_2 + \varphi \cdot M_{II} + \varphi \cdot M_{II}') \cdot l_1;$$

$$\text{Vì } \varphi \approx \text{tg} \varphi = \frac{2f}{l_1} \Rightarrow W_M = \frac{2f}{l_1} \cdot [(2M_1 + M_1 + M_1') \cdot l_2 + (2M_2 + M_{II} + M_{II}') \cdot l_1];$$

Từ (5 - 16) $\Rightarrow q \cdot l_1^2 \cdot \frac{3 \cdot l_2 - l_1}{12} = (2M_1 + M_1 + M_1') \cdot l_2 + (2M_2 + M_{II} + M_{II}') \cdot l_1$; (5 - 19)



Khi bố trí thép không đều:

$$W_M = 2\varphi \cdot M_1 \cdot (l_2 - 2l_k) + 2\varphi \cdot \frac{M_1}{2} \cdot 2l_k + (M_1 + M_1') \cdot \varphi \cdot l_2 + 2\varphi \cdot M_2 \cdot (l_1 - 2l_k) + 2\varphi \cdot \frac{M_2}{2} \cdot 2l_k + (M_{II} + M_{II}') \cdot \varphi \cdot l_1;$$

Từ (5 - 16) \Rightarrow

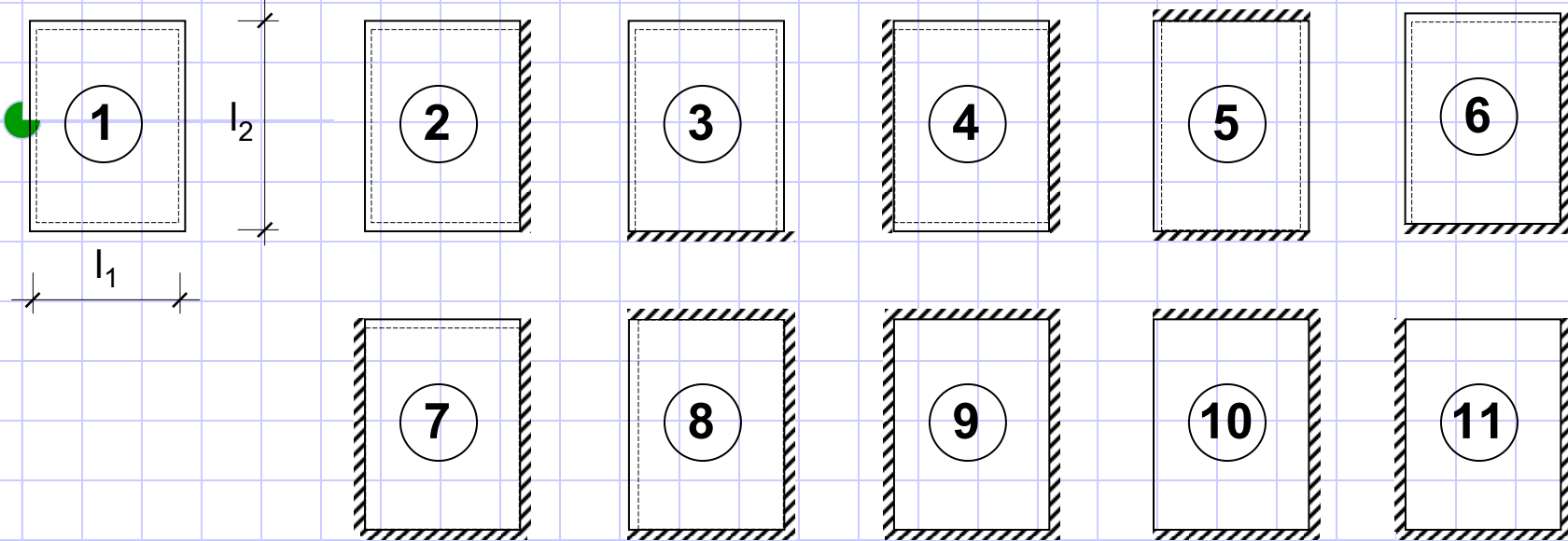
$$q \cdot l_1^2 \cdot \frac{3 \cdot l_2 - l_1}{12} = (2M_1 + M_1 + M_1') \cdot l_2 + (2M_2 + M_{II} + M_{II}') \cdot l_1 - 2 \cdot (M_1 + M_2) \cdot l_k; \quad (5 - 20)$$

Trong các phương trình (5 - 19) & (5 - 20) có chứa 6 mô men cần tìm, có thể lấy M_1 làm ẩn số, còn các mô men còn lại được biểu diễn qua M_1 và các hệ số được chọn:

$\alpha = \frac{l_2}{l_1}$	$a_2 = \frac{M_2}{M_1}$	$a_I = \frac{M_I}{M_1}; a_I' = \frac{M_I'}{M_1}$	$a_{II} = \frac{M_{II}}{M_1}; a_{II}' = \frac{M_{II}'}{M_1}$
1,0 - 1,5	1,0 - 0,3	2,5 - 1,5	2,5 - 0,8
1,5 - 2,0	0,5 - 0,15	2,0 - 1,0	1,3 - 0,3

* Tính bản kê 4 cạnh theo sơ đồ đàn hồi:

Sơ đồ tính: Tùy theo liên kết (ngàm, khớp) chia bản thành 11 loại có sơ đồ như hình vẽ



Mô men dương lớn nhất giữa nhịp:

$$M_1 = m_{i1} \cdot l_1 \cdot l_2 \cdot q = m_{i1} \cdot P;$$

$$M_2 = m_{i2} \cdot P;$$

Mô men âm tại gối: $M_I = k_{i1} \cdot P;$
 $M_{II} = k_{i2} \cdot P;$

Trong đó $i = 1, 2, \dots, 11$ là chỉ số sơ đồ, m, k cho trong bảng tra.

Khi tính bản liên tục cần xét các tổ hợp bất lợi của hoạt tải:

- Mô men dương giữa nhịp lớn nhất khi hoạt tải đặt cách ô.
- Mô men âm lớn nhất khi hoạt tải đặt trên các ô kề gối đó.

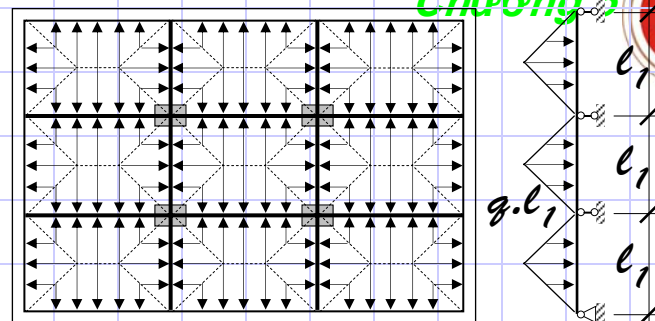
5.3.4 Tính và cấu tạo dầm:

Tải trọng từ bản truyền vào dầm như sau:

Theo phương cạnh ngắn dạng tam giác, giá trị lớn nhất là $q.l_1$;

Theo phương cạnh dài dạng hình thang, giá trị lớn nhất là $q.l_1$;

Trọng lượng bản thân dầm là g ;



Tính nội lực theo sơ đồ dầm:

+ Mô men ở nhịp biên và gối thứ 2: $M = \pm \left(0,7M_0 + \frac{g.l^2}{11} \right)$; (5-21)

+ Mô men ở nhịp giữa và gối giữa: $M = \pm \left(0,5M_0 + \frac{g.l^2}{16} \right)$; (5-22)

Với tải trọng phân bố tam giác: $M_0 = \frac{q.l_1.l^2}{12}$;

Với tải trọng phân bố hình thang: $M_0 = \frac{q.l_1.l^2}{24} (3 - 4.\beta^2)$, $\beta = \frac{l_1}{2l_2}$.

+ Lực cắt trong dầm:

Tại gối thứ nhất: $Q_A = Q_0 - \frac{M_B}{l}$; Tại bên trái gối thứ 2: $Q_B^{tr} = Q_0 + \frac{M_B}{l}$;

Tại các gối giữa: $Q_B^{ph} = Q_C^{tr} = Q_C^{ph} = \dots = Q_0$;

Q_0 là lực cắt của dầm đơn giản, M_B là mô men tại gối B (thứ 2);

Theo sơ đồ dàn hồi:

Tính như dầm dàn hồi với các PP của CKC.

Có thể quy đổi tải trọng thành phân bố đều để đơn giản tính toán:

Với dạng tam giác: $q_{td} = 5/8 \cdot q_d$;

Với dạng hình thang: $q_{td} = (1 - 2 \cdot \beta^2 + \beta^3) q_d$;

5.4. Sàn sườn panen lắp ghép:

5.4.1 Sơ đồ kết cấu:

Pa nen kê lên dầm hoặc tường;

Nhịp của panen $l_p = (2,8 \rightarrow 6,8)m$;

Nhịp dầm $l_d = (4 \rightarrow 7,2)m$; (Hình ảnh)

5.4.2 Cấu tạo panen:

5.4.2.1 Panen đặc:

Có thể 1 lớp hoặc nhiều lớp.

Chiều dày $h = 80 \rightarrow 150$.

Ưu điểm: Dễ sản xuất, nhanh, liên kết đơn giản, chiều dày sàn thấp.

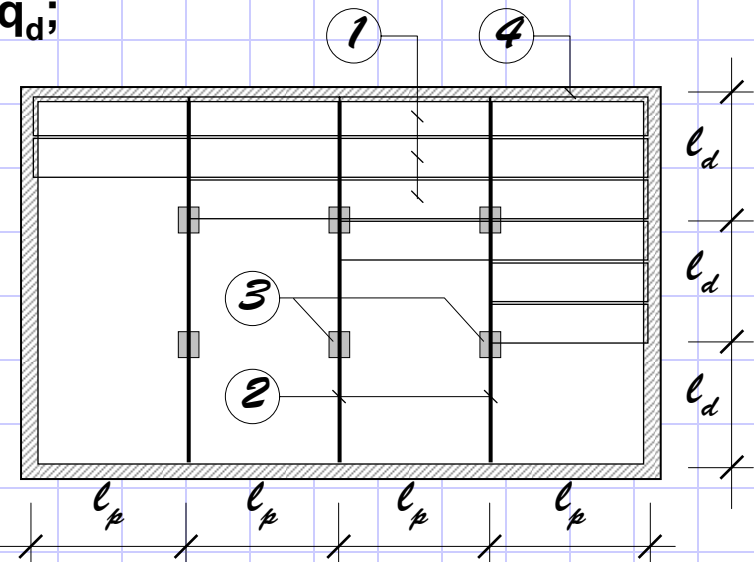
Nhược điểm: Tốn VL, cách âm kém.

5.4.2.2 Panen có lỗ:

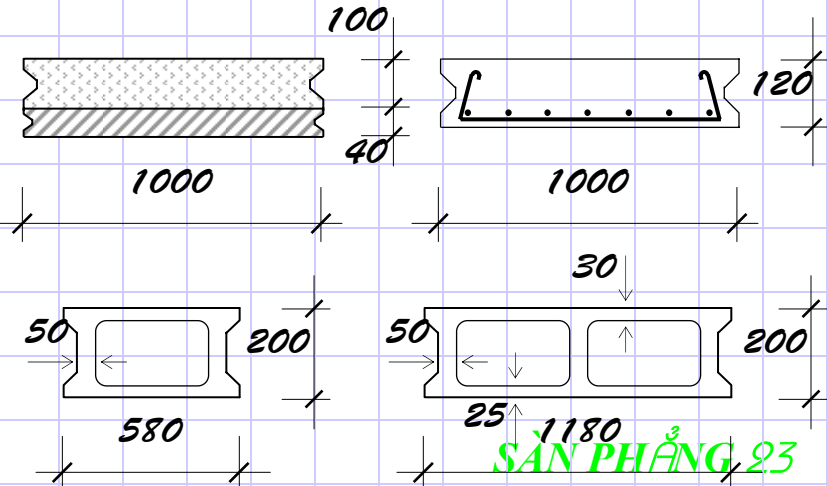
Có thể 1 hoặc nhiều lỗ. Lỗ hình thang, chữ nhật, tròn, bầu dục..

Chiều dài (nhịp) = $(2,5 \rightarrow 4,5)m$.

Chiều cao tùy thuộc chiều dài (nhịp).



1. Panen 2. Dầm 3. Cột 4. Tường



5.4.2.2 Panen có lỗ:

Có thể 1 hoặc nhiều lỗ. Lỗ hình thang, chữ nhật, tròn, bầu dục..

Chiều dài (nhịp) = (2,5 -> 4,5)m.

Chiều cao tùy thuộc chiều dài (nhịp).

Bề rộng = (45 -> 60)cm loại 1 lỗ;

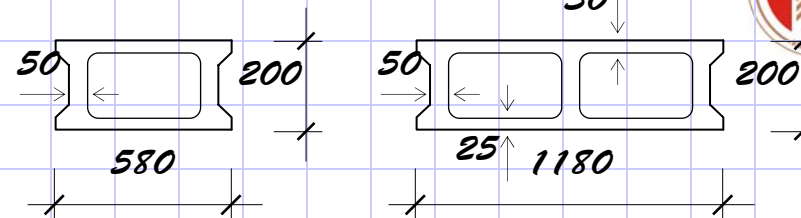
(90 -> 120)cm loại nhiều lỗ;

Bề dày cánh = (2 -> 3)cm tùy thuộc vùng nén hay kéo.

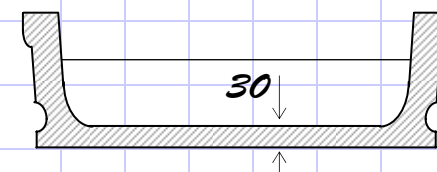
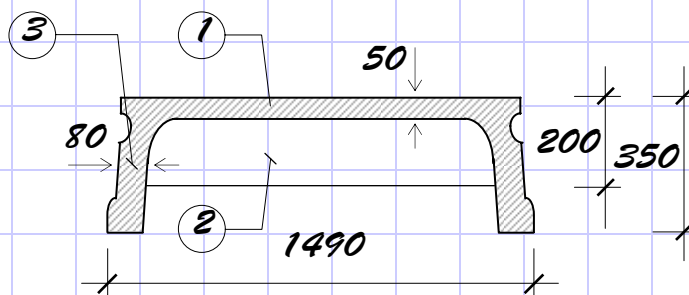
Bề dày sườn = (2,5 -> 5)cm.

Ưu điểm: Tạo được trần và sàn phẳng. Cách âm, cách nhiệt tốt, ít tốn VL.

Nhược điểm: Khó chế tạo.



5.4.2.3 Panen sườn:



Gồm bản và sườn. Thường có 2 sườn dọc, các sườn ngang cách nhau (1,5 -> 2,5)m.

Sườn ngang bé hơn sườn dọc, sườn có thể phía trên hoặc phía dưới.

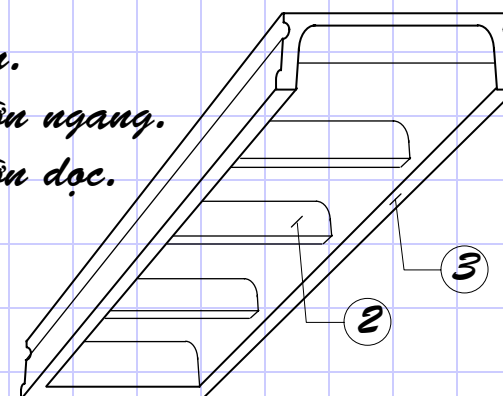
Chiều dày cánh 50 -> 60 khi sườn phía dưới;

30 -> 35 khi sườn phía trên;

1 Bản.

2 Sườn ngang.

3 Sườn dọc.





5.4.3 Tính toán panen:

5.4.3.1 Tính uốn tổng thể:

Sơ đồ tính: Xem panen như 1 dầm đơn giản kê tự do lên dầm.

Nhịp tính toán: Lấy bằng khoảng cách trọng tâm các gối.

Tải trọng: Gồm tĩnh tải và hoạt tải phân bố của sàn trên diện tích bề mặt panen.

Tiết diện tính toán: Để tính khả năng chịu uốn của panen, qui đổi TD panen về các dạng đơn giản như chữ I, chữ T.

- Cốt dọc chịu mô men bố trí trong vùng kéo.
- Cốt đai chịu cắt bố trí trong sườn (với panen đặc tính BT đủ chịu cắt).

5.4.3.2 Tính uốn cục bộ: (với panen sườn hoặc panen có lỗ)

Tính bản chịu uốn: Xem bản liên kết đàn hồi với sườn, tính như bản kê 4 cạnh hoặc loại dầm.

Tính sườn ngang: Như dầm đơn giản kê tự do lên các sườn dọc.

Khi thiết kế panen, có thể chọn chiều cao panen theo công thức sau:

$$h = \frac{c \cdot l_0 \cdot R_a \cdot g^c \cdot \theta + p^c}{E_a \cdot q^c};$$

g^c là tải trọng tiêu chuẩn tác dụng dài hạn (trên $1m^2$ sàn).

p^c là tải trọng tiêu chuẩn tác dụng ngắn hạn.

Tải trọng toàn phần $q^c = g^c + p^c$;

θ là hệ số xét đến sự giảm độ cứng do tải trọng dài hạn;

($\theta = 2$ với panen có lỗ, $\theta = 1,5$ với panen sườn có cánh trong vùng nén).

c là hệ số thực nghiệm $c = 18 \rightarrow 20$ với panen có lỗ, $c = 30 \rightarrow 34$ với panen sườn.

(với thép AII trở lại chọn c lớn, với thép mác cao chọn c bé)

5.4.3.3 Kiểm tra độ võng:

Tính như cấu kiện chịu uốn (sẽ được xét đến trong phần tính theo TTGH thứ 2).

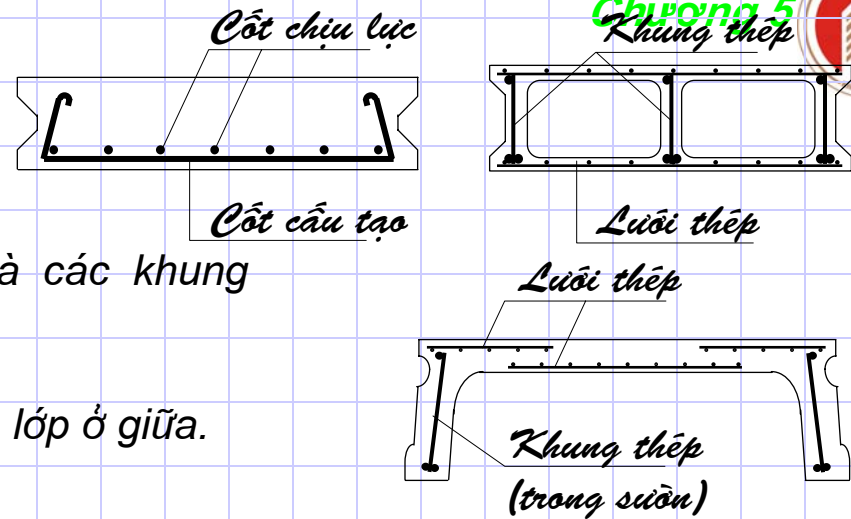
Tính với TD qui đổi thành dạng chữ T, chữ I tương đương, qui đổi theo qui tắc sau:

- Các lỗ tròn đổi thành lỗ vuông lỗ bầu dục đổi thành lỗ chữ nhật.

- Giữ nguyên vị trí trọng tâm, diện tích và mô men quán tính của TD.

5.4.4 Cấu tạo cốt thép của panen:

Dùng khung và lưới hàn:



Cốt thép chịu lực theo tính uốn tổng thể là các khung phẳng bố trí trong sườn.

Trong bản (cánh) đặt các lưới thép.

Khi chiều dày lớn đặt 2 lớp, chiều dày bé đặt 1 lớp ở giữa.

5.4.5 Cấu tạo và tính toán dầm:

Tải trọng: gồm tải từ panen truyền xuống (với panen đặc, panen hộp là tải phân bố, panen sườn là tải trọng tập trung tại vị trí các sườn dọc), trọng lượng bản thân dầm.

Cấu tạo và tính toán cốt thép: như dầm của sàn toàn khối.

Tùy yêu cầu chịu lực, cách gác panen mà chọn TD dầm: chữ nhật, chữ T cánh ở dưới hay ở trên,...

Với dầm lắp ghép cần kiểm tra khả năng chịu lực khi vận chuyển, cấu lắp.

6.1. Cấu tạo:

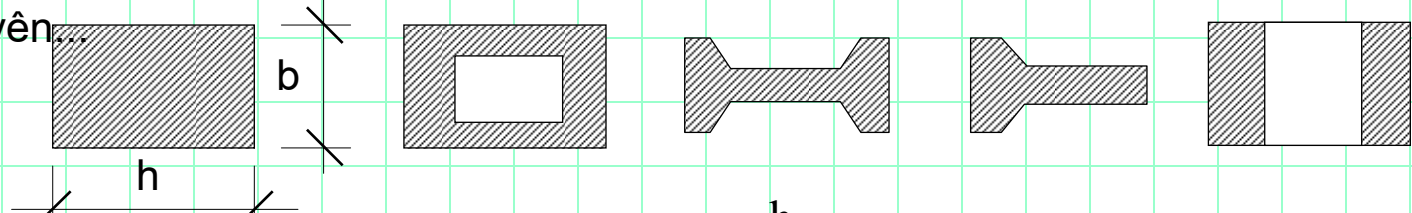
Cấu kiện chịu nén thường gặp là cột trong khung nhà, trong thân vòm, thanh dàn, v.v..
 Lực nén N tác dụng theo phương trục dọc của cấu kiện.

- Nén trung tâm.
- Nén lệch tâm

6.1.1 Tiết diện ngang cấu kiện:

Đối với cấu kiện chịu nén trung tâm thường dùng tiết diện vuông, chữ nhật, tròn, hay đa giác đều cạnh..

Cấu kiện chịu nén lệch tâm thường dùng tiết diện chữ nhật, chữ T, chữ I, cột rỗng hai nhánh, vành khuyên..



Chiều cao TD h (là cạnh // mặt phẳng uốn). Tỷ số $\frac{h}{b} = 1.5 - 3$;

Diện tích TD có thể chọn sơ bộ: $A = \frac{k.N}{R_b}$;

Trong đó: - N : lực dọc tính toán.

- $k=0,9 \div 1,1$ khi nén trung tâm.

- $k=1,2 \div 1,5$ khi nén lệch tâm. [P4.. P4.3..](#)

Độ ổn định được đặc trưng qua độ mảnh λ :

- Với TD bất kỳ: $\lambda = \frac{l_0}{r} \leq \lambda_0$; (r là bán kính quán tính của TD)
- Với TD chữ nhật: $\lambda_b = \frac{l_0}{b} \leq \lambda_{0b}$; (b là cạnh bé của TD)

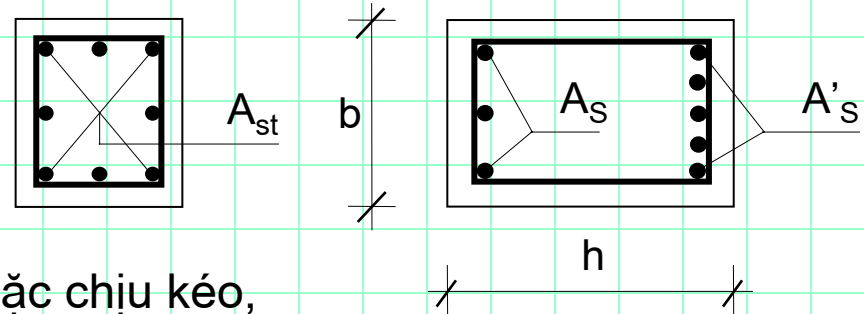
Trong đó: l_0 là chiều dài tính toán của cấu kiện ($l_0 = \psi \cdot l$).

λ_0, λ_{0b} : độ mảnh giới hạn. Đối với cột nhà $\lambda_0 = 120, \lambda_{0b} = 31$;
 Đối với cấu kiện khác $\lambda_0 = 200, \lambda_{0b} = 52$;

6.1.2 Cấu tạo cốt thép:

Cốt thép dọc chịu lực: có $\phi 12 \div 40$. Khi $b > 200$ thì nên dùng $\phi \geq 16$.

-**Cấu kiện nén trung tâm:** cốt dọc chịu lực được bố trí đều theo chu vi của TD;



-**Cấu kiện chịu nén lệch tâm:**

A_s là cốt thép trong vùng chịu nén ít hoặc chịu kéo,
 A'_s là cốt thép trong vùng chịu nén nhiều.

Hàm lượng cốt thép: Đặt $\mu_t = \frac{A_{st}}{A_b}$;

A_b là diện tích tính toán của tiết diện BT.

Cấu kiện chịu nén lệch tâm cốt thép bố trí theo cạnh b thì có:

$$A_{st} = A_s + A'_s; \quad A_b = b \cdot h_0; \quad \mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0}; \quad \mu' = \frac{A'_s}{b \cdot h_0};$$

CẤU KIỆN CHỊU NÉN 2

6.1.2 Cấu tạo cốt thép:

Cốt thép dọc chịu lực: có $\phi 12 \div 40$. Khi $b > 200$ thì nên dùng $\phi \geq 16$.

-**Cấu kiện nén trung tâm:** cốt dọc chịu lực được bố trí đều theo chu vi của TD;

-**Cấu kiện chịu nén lệch tâm:**

A_s là cốt thép trong vùng chịu nén ít hoặc chịu kéo,
 A'_s là cốt thép trong vùng chịu nén nhiều.

Hàm lượng cốt thép: Đặt ; $\mu_t = \frac{A_{st}}{A_b}$;

A_b là diện tích tính toán của tiết diện BT.

Cấu kiện chịu nén lệch tâm cốt thép bố trí theo cạnh b thì có:

$$A_{st} = A_s + A'_s; \quad A_b = b \cdot h_0; \quad \mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0}; \quad \mu' = \frac{A'_s}{b \cdot h_0};$$

Nên hạn chế hàm lượng cốt thép:

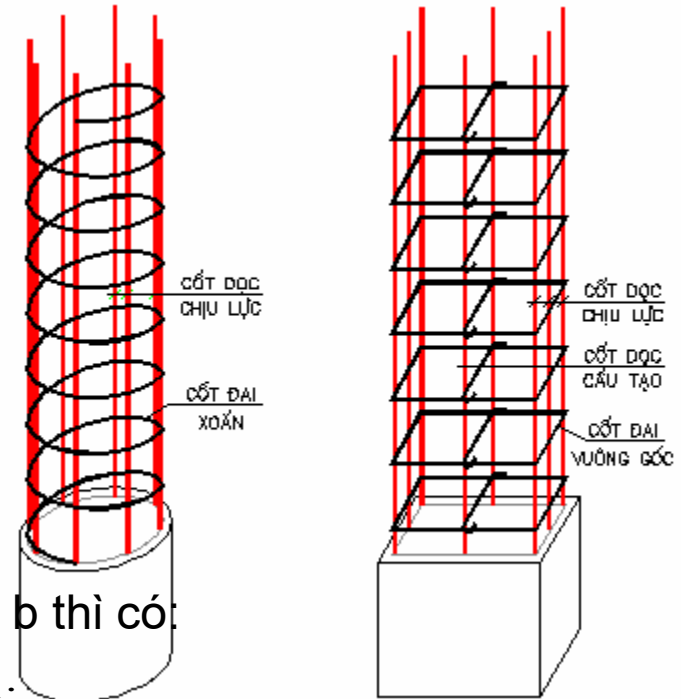
$\mu_{min} \leq \mu, \mu'$; μ_{min} theo Bảng 37 TCXDVN 356:2005 trang 127.

$\mu_0 \leq \mu_t \leq \mu_{max}$; $\mu_0 = 2 \cdot \mu_{min}$, khi cần hạn chế lượng thép sử dụng không quá nhiều $\mu_{max} = 3\%$, để đảm bảo sự làm việc chung giữa thép và BT thì $\mu_{max} = 6\%$.

TCXDVN 356:2005 Điều 8.6.1 trang 127:

Hàm lượng tối thiểu của cốt thép A_s và A'_s trong các cấu kiện chịu nén lệch tâm mà khả năng chịu lực của chúng ứng với độ lệch tâm tính toán được sử dụng không quá 50% được lấy bằng 0,05 không phụ thuộc vào độ mảnh của cấu kiện.

P1.. P2.. P3.. P4.. P4.3..



CẤU KIỆN CHỊU NÉN 3

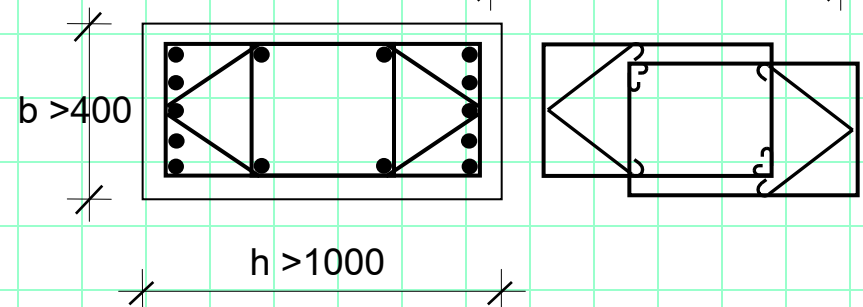
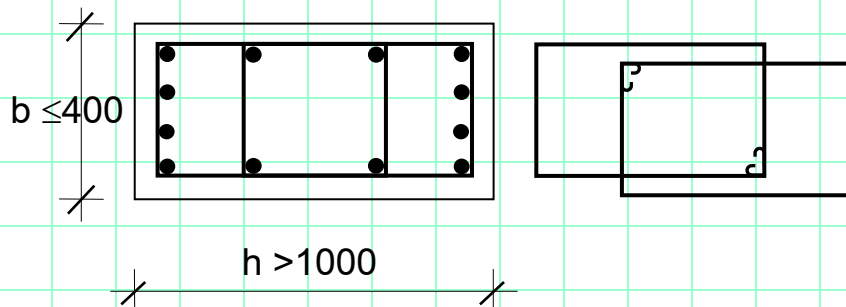
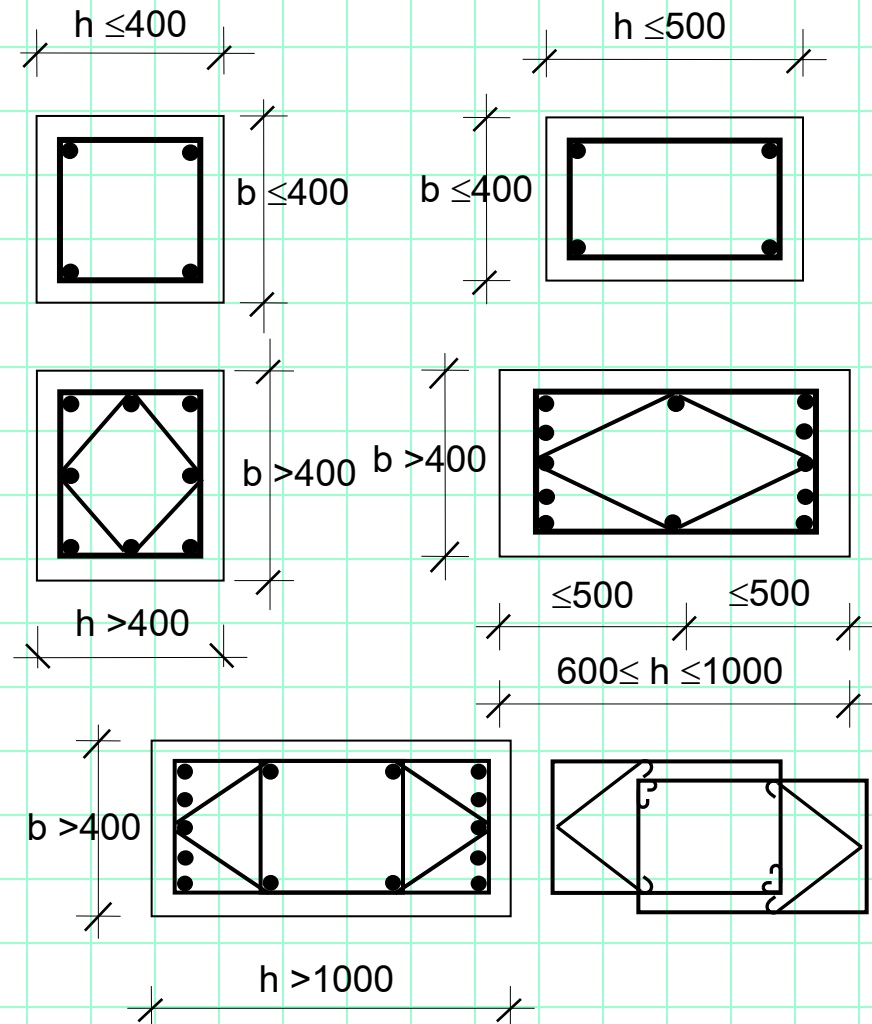
Cốt dọc cấu tạo: Khi chiều cao $h > 500$ thì với cấu kiện chịu nén lệch tâm cần bố trí cốt dọc cấu tạo trên cạnh h : $d \geq 12$ và khoảng cách giữa chúng ≤ 500 .

Cốt đai: Vai trò của cốt đai là ổn định cho cốt dọc chịu nén, định vị cốt dọc khi thi công, chịu lực cắt, chịu các ứng suất do co ngót và thay đổi nhiệt độ.. Hạn chế biến dạng ngang của BT.

Khoảng cách các cốt đai:

Hình dạng của cốt đai:

Đường kính cốt đai:



Khi có yêu cầu độ bền cao hoặc tính dẻo cao, các thanh cốt dọc chịu lực được bố trí trong một đường tròn và cốt đai vuông góc được thay bằng cốt đai uốn thành hình xoắn ốc với độ nghiêng khoảng 35-85mm.. Các cột có cốt đai xoắn thường có TD tròn, cũng có thể vuông hoặc đa giác đều cạnh.

6.2. Tính toán cấu kiện chịu nén trung tâm:

6.2.1 Sơ đồ ứng suất:

Xét 1 thanh BTCT chịu nén trung tâm cho đến khi bị phá hoại:

- Ứng suất trong BT đạt R_b ;
- Ứng suất trong cốt thép đạt R_{SC} ;

6.2.2 Công thức cơ bản:

Điều kiện cường độ: $N \leq N_{gh} = \varphi \cdot (R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A_{st}); \quad (6-1)$

Trong đó: N: Lực dọc tính toán.

A_b : Diện tích làm việc BT,

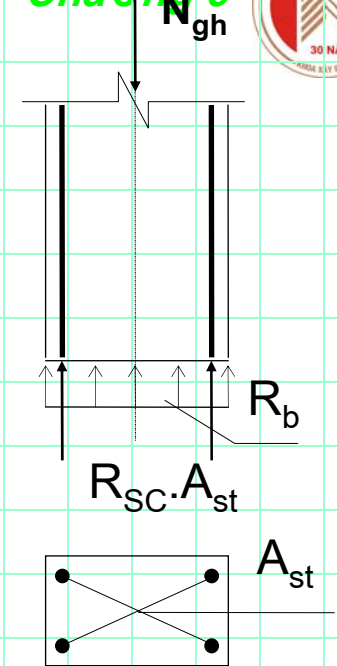
khi $\mu_t \leq 3\%$ thì $A_b = A$. (A là diện tích TD cấu kiện)

$\mu_t > 3\%$ thì $A_b = A - A_{st}$.

R_b : cường độ tính toán về chịu nén của bê tông.

R_{SC} : cường độ tính toán về chịu nén của thép ($R_{SC} = \min(R_s, \epsilon^*_b \cdot E_b)$).

$\varphi \leq 1$: Hệ số uốn dọc tra bảng phụ thuộc λ .



Hệ số uốn dọc φ của cấu kiện chịu nén đúng tâm

Độ mảnh của cấu kiện	l_0/b	≤ 8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
	l_0/D	≤ 7	9	10	12	14	16	17	19	21	23	24	26	28	29	31	33	35
	l_0/r	≤ 28	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97	104	111	118	125	132	139
BT nặng	φ	1.00	0.98	0.96	0.93	0.89	0.85	0.81	0.77	0.73	0.68	0.64	0.59	0.54	0.49	0.44	0.40	0.35
BT nhẹ	φ	1.00	0.96	0.90	0.84	0.78	0.73	0.67	0.61	0.55	0.51	0.46	0.41	0.36	0.32	0.28	0.24	0.21

6.2.3 Tính toán tiết diện:

Bài toán 1: Biết kích thước tiết diện (với TD chữ nhật b×h, với TD bất kỳ là A và r), chiều dài tính toán l_0 , lực dọc N, cấp độ bền của BT, loại cốt thép. Tính A_{st} ?

Giải:

- Tính $\lambda = \frac{l_0}{r}$ (Hay $\lambda_b = \frac{l_0}{b}$) $\xrightarrow{\text{tra bảng}}$ φ .

- Thế vào (6-1) tính: $A_{st} = \frac{\frac{N}{\varphi} - R_b \cdot A_b}{R_{sc}}$; (6-3a)

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép: $\mu_0 \leq \mu_t = \frac{A_{st}}{A_b} \leq \mu_{max}$;

Bài toán 2: Kiểm tra khả năng chịu lực của TD. Biết kích thước TD, A_{st} , l_0 , cấp độ bền của BT, loại thép. Tính N_{gh} ?

Giải:

- Tính $\lambda \rightarrow \varphi$, từ $A_{st} \rightarrow A_b$, thay vào công thức cơ bản (6-1) để tính N_{gh} .

- So sánh khả năng chịu lực của tiết diện với nội lực tính toán: $N \leq N_{gh}$.

$$\Rightarrow A_{st} \geq \frac{\frac{N}{\varphi} - R_b \cdot A}{R_{sc} - R_b}; \quad (6-3b)$$

6.3. Sự làm việc của cấu kiện chịu nén lệch tâm:

6.3.1 Độ lệch tâm:

Độ lệch tâm tĩnh học: Xét tiết diện chịu nén lệch tâm với các thành phần nội lực tính toán là cặp nội lực N & M .

Độ lệch tâm ban đầu $e_1 = M/N$. Còn gọi là độ lệch tâm tĩnh học.

Độ lệch tâm ngẫu nhiên: e_a xét đến ảnh hưởng do sai lệch kích thước, vị trí khi thi công, do cốt thép bố trí không đối xứng, do BT không đồng nhất ...

Độ lệch tâm tính toán:

Đối với các cấu kiện của kết cấu siêu tĩnh, giá trị độ lệch tâm e_0 của lực dọc so với trọng tâm tiết diện quy đổi được lấy bằng độ lệch tâm được xác định từ phân tích tĩnh học kết cấu, nhưng không nhỏ hơn e_a .

Trong các cấu kiện của kết cấu tĩnh định, độ lệch tâm e_0 được lấy bằng tổng độ lệch tâm được xác định từ tính toán tĩnh học và độ lệch tâm ngẫu nhiên.

6.3.2 Xét ảnh hưởng của hiện tượng uốn dọc:

Xét 1 cấu kiện chịu nén lệch tâm: lực N lệch tâm e_0 làm cho cấu kiện bị võng, do độ võng f mà độ lệch tâm e_0 tăng lên thành $(e_0 + f) = \eta \cdot e_0$.

Độ lệch tâm ban đầu e_0 .

Độ lệch tâm cuối cùng $\eta \cdot e_0$.

Hệ số η xét đến ảnh hưởng của uốn dọc.

TCXDVN 356:2005 Điều 6.1.2.5 trang 56:

Giá trị hệ số η xét ảnh hưởng của độ cong đến độ lệch tâm e_0 của lực dọc, được xác định theo công thức:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}; \quad (6-4)$$

Trong đó N_{cr} : Lực dọc tới hạn của cấu kiện, Với cấu kiện bằng BTCT xác định theo công thức thực nghiệm:

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot E_b}{l_0^2} \left[\frac{S \cdot I}{\varphi_l} + \alpha \cdot I_s \right] = \frac{6,4 \cdot E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + \alpha \cdot I_s \right]; \quad (6-6)$$

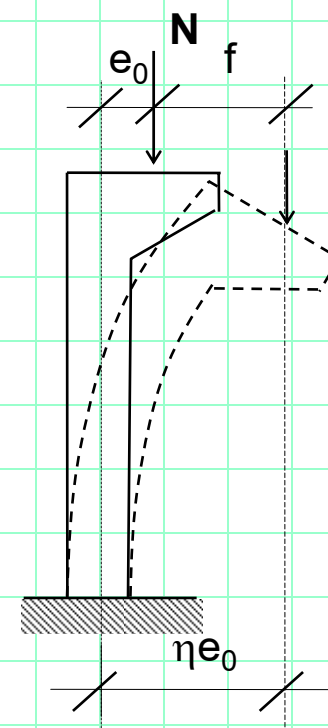
trong đó: S – Hệ số kể đến ảnh hưởng độ lệch tâm, $E \cdot I \cdot \frac{d^2 y}{d x^2} = -N \cdot f$; $N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_0^2}$; (6-5)

φ_l – Hệ số kể đến ảnh hưởng của tác dụng dài hạn của tải trọng đến độ cong của cấu kiện ở trạng thái giới hạn

φ_p – Hệ số xét ảnh hưởng của cốt thép căng đến độ cứng của cấu kiện. BTCT thường $\varphi_p = 1$;

[P1..](#) [P2..](#) [P3..](#) [P4..](#) [P4.3..](#)

CẤU KIỆN CHỊU NÉN 8





S: Hệ số kể đến ảnh hưởng độ lệch tâm,

$$S = \frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1; \quad (6-7)$$

δ_e – hệ số, lấy theo điều 6.1.2.5 tr.56;

$$\delta_e = \min(e_0 / h, \delta_{e,\min});$$

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b;$$

ở đây: R_b – tính bằng MPa.

φ_p – Hệ số xét ảnh hưởng của cốt thép căng đến độ cứng của cấu kiện. BTCT

thường $\varphi_p = 1$;

φ_l – hệ số kể đến ảnh hưởng của tác dụng dài hạn của tải trọng đến độ cong của cấu kiện ở trạng thái giới hạn bằng:

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_l}{M} = 1 + \beta \frac{M_{dh} + N_{dh} \cdot y}{M_{ng+dh} + N_{ng+dh} \cdot y}; \quad (6-8)$$

nhưng không lớn hơn $1 + \beta$;

trong đó: β – hệ số phụ thuộc vào loại bê tông, lấy theo Bảng 29; (Với BT nặng $\beta = 1$)

M – mô men lấy đối với biên chịu kéo hoặc chịu nén ít hơn cả của tiết diện do tác dụng của tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn và tải trọng tạm thời ngắn hạn;

M_l – tương tự M, nhưng do tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn;

(mô men M, M_l được xác định đối với trục song song với đường biên vùng chịu nén và đi qua trọng tâm các thanh cốt thép chịu kéo nhiều nhất hoặc trọng tâm các thanh cốt thép chịu nén ít nhất (khi toàn bộ tiết diện bị nén). M do tác dụng của toàn bộ tải trọng gây ra, M_l do tác động của tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn gây ra)



Xác định ảnh hưởng của uốn dọc theo (6-6) đã xét đến nhiều yếu tố là khá phức tạp mà độ chính xác cũng không phải là cao.

Trong thiết kế thực tế có thể dùng công thức (6-9) đơn giản hơn do Gs. Nguyễn Đình

Cống đề xuất:
$$N_{cr} = \frac{2,5 \cdot \theta \cdot E_b \cdot I_b}{l_0^2}; \quad (6-9)$$

Trong đó θ - Hệ số xét ảnh hưởng của độ lệch tâm:
$$\theta = \frac{0,2 \cdot e_0 + 1,05 \cdot h}{1,5 \cdot e_0 + h}; \quad (6-10)$$

Nếu mô men uốn (hoặc độ lệch tâm) do toàn bộ tải trọng và do tổng của tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn có dấu khác nhau thì φ_l lấy như sau:

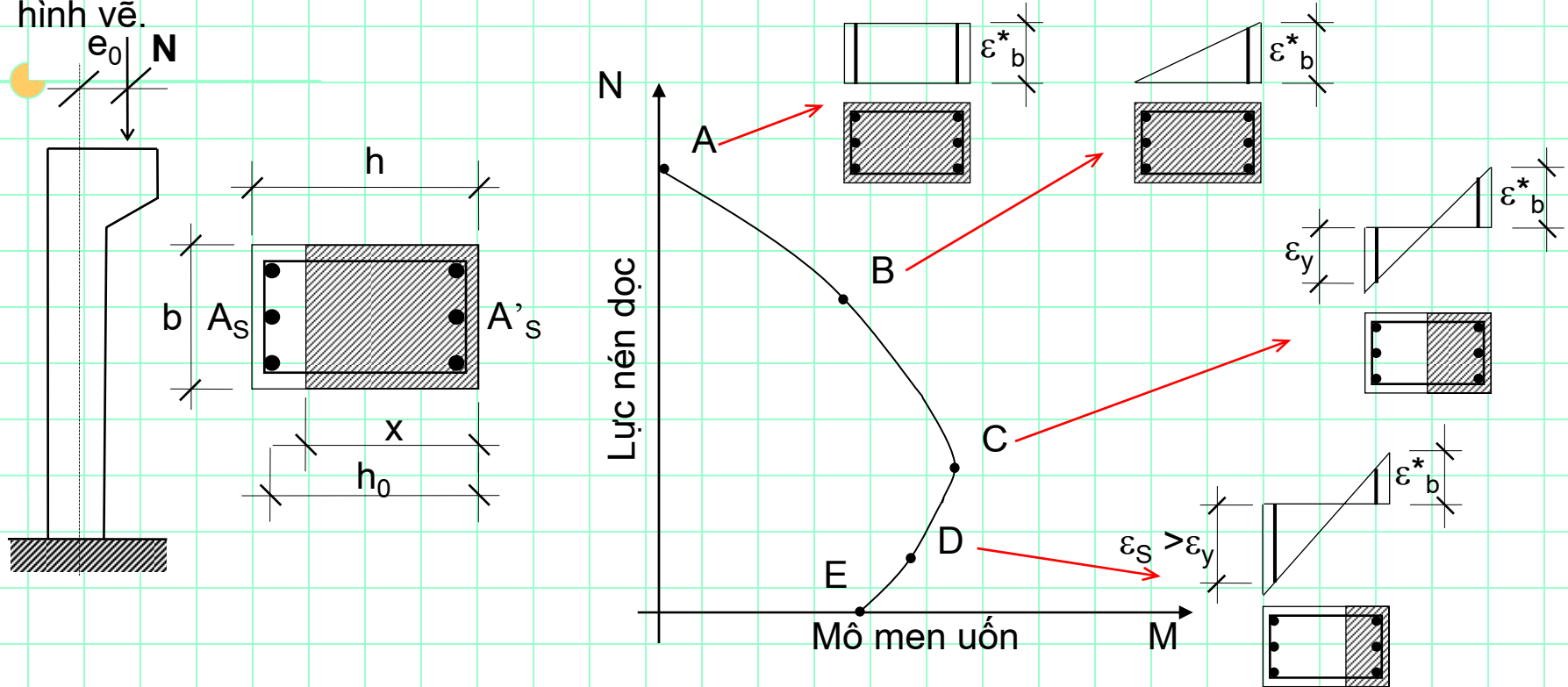
+ khi giá trị tuyệt đối của độ lệch tâm do toàn bộ tải trọng $|e_0| > 0,1 \cdot h$: $\varphi_l = 1$;

+ khi $|e_0| \leq 0,1 \cdot h$:
$$\varphi_l = \varphi_{l1} + 10 \cdot (1 - \varphi_{l1}) \cdot \frac{e_0}{h};$$

trong đó: φ_{l1} - được xác định theo công thức (6-8) với M lấy bằng lực dọc N (do tải trọng thường xuyên, tạm thời dài hạn và tạm thời ngắn hạn gây ra) nhân với khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến cạnh bị kéo hoặc bị nén ít hơn cả do tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn gây ra.

6.3.3 Hai trường hợp nén lệch tâm:

Khảo sát sự làm việc của một cấu kiện chịu nén lệch tâm: Khả năng chịu nén lệch tâm của cấu kiện đang xét phụ thuộc độ lệch tâm e_0 thể hiện bằng **Biểu đồ tương tác** như hình vẽ.



Trường hợp lệch tâm lớn: Khi M lớn, N nhỏ $\rightarrow e_1 = M/N$ tương đối lớn. Tiết diện ngang phân ra hai vùng kéo nén rõ rệt. Sự phá hoại dẻo bắt đầu từ vùng kéo giống cấu kiện chịu uốn có cốt kép (nếu cốt thép hợp lý). Trường hợp này xảy ra khi $x \leq \xi_R \cdot h_0$.

Trường hợp lệch tâm bé: Khi N lớn, M bé $\rightarrow e_1$ tương đối bé, tiết diện ngang cấu kiện chịu nén toàn bộ hoặc có một phần nhỏ chịu kéo. Sự phá hoại thường xảy ra từ miền chịu nén lớn (nếu A'_S không quá nhiều). Khi bị phá hoại: $x > \xi_R \cdot h_0$.

6.3.4 Điều kiện cường độ:

Tính toán cấu kiện chịu nén lệch tâm theo TTGH về cường độ cần thỏa mãn điều kiện sau:

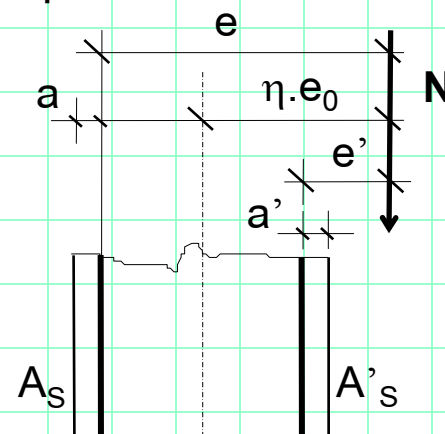
$$N.e_u \leq [N.e_u]_{gh}; \quad (6-11)$$

e_u - Khoảng cách từ điểm đặt lực dọc N đến trục lấy mô men.

$[N.e_u]_{gh}$ - khả năng chịu lực của TD, lấy bằng tổng mô men của hợp lực trong BT chịu nén và trong cốt thép lấy đối với trục nói trên.

Đồng thời thỏa mãn điều kiện cân bằng lực: $N = N_{gh}; \quad (6-12)$

N_{gh} - Khả năng chịu nén của TD (lực nén mà TD chịu khi ở vào TTGH đang xét) lấy bằng tổng của hợp lực trong BT chịu nén và trong cốt thép.



6.4 Tính toán cấu kiện có tiết diện chữ nhật:

6.4.1 Sơ đồ ứng suất:

Gọi e là khoảng cách từ điểm đặt N đến trọng tâm cốt thép A_s ;

Gọi e' là khoảng cách từ điểm đặt N đến trọng tâm cốt thép A'_s ;

Gọi Z_a là kh.cách từ trọng tâm cốt thép A_s đến trọng tâm cốt thép A'_s ;

Theo sơ đồ bên thì: $e = \eta e_0 + 0.5h - a$;

$$e' = \eta e_0 - 0.5h + a' = e - Z_a;$$

Nếu e' có giá trị âm thì tính lại $e' = Z_a - e$;

6.4 Tính toán cấu kiện có tiết diện chữ nhật:

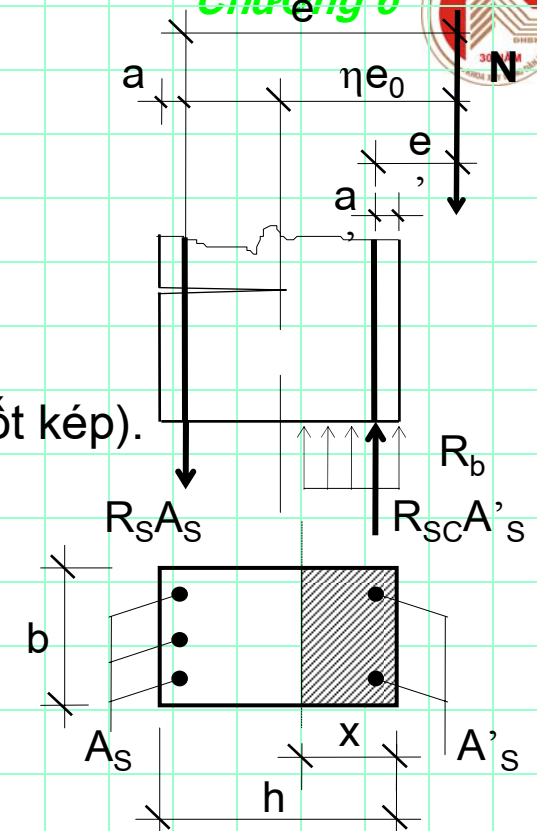
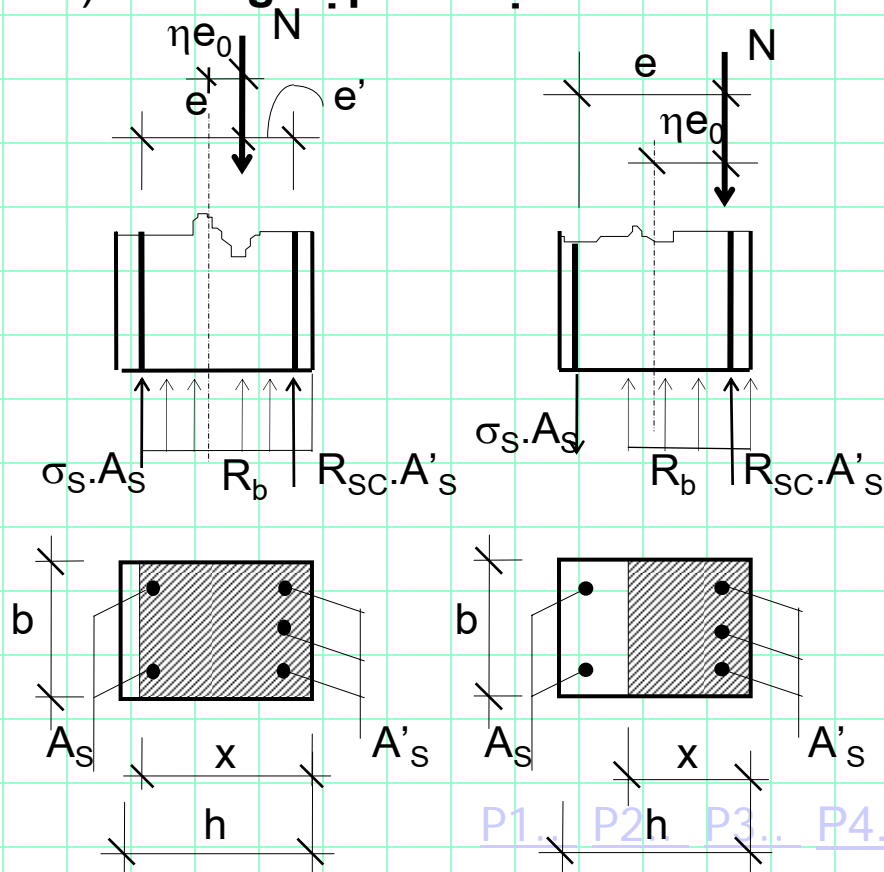
6.4.1 Sơ đồ ứng suất:

a) Trường hợp nén lệch tâm lớn:

- Ứng suất trong BT vùng nén đạt R_b phân bố dạng CN.
- Ứng suất trong cốt thép chịu nén A'_s là R_{SC} .
- Ứng suất trong cốt thép chịu kéo A_s là $\sigma_s = R_s$.

(Ta thấy sơ đồ ứng suất giống như cấu kiện chịu uốn đặt cốt kép).

b) Trường hợp nén lệch tâm bé:



Ứng suất trong BT vùng nén đạt R_b .

Ứng suất trong A'_s đạt R_{SC} .

Ứng suất trong A_s đạt σ_s (kéo hoặc nén).

Ứng suất trong A_s chỉ đạt σ_s kéo hoặc nén xác định theo công thức thực nghiệm.

(Khi e_0 khá bé thì A_s chịu nén, và đồng thời nếu A_s khá bé thì $\sigma_s \rightarrow R_{SC}$ cấu kiện bị phá hoại từ vùng chịu nén.)

6.4.2 Công thức cơ bản:

Phương trình cân bằng mô men đối với trục vuông góc với mặt phẳng uốn qua trọng tâm của cốt thép A_s , Điều kiện (6-11) sẽ là:

$$\sum M_{A_s} = 0; \Rightarrow N.e \leq [N.e]_{gh} = R_b.b.x.(h_0 - 0,5.x) + R_{sc}.A'_s.Z_a; \quad (6-13)$$

Chiều cao vùng BT chịu nén được xác định theo điều kiện cân bằng lực (6-12).

Trường hợp nén lệch tâm lớn khi $x \leq \xi_R.h_0$ lấy $\sigma_s = R_s$.

Trường hợp nén lệch tâm bé khi $x > \xi_R.h_0$, σ_s được xác định theo công thức thực nghiệm.

khi $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$: chiều cao vùng chịu nén được xác định theo công thức:

$$N + R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b.b.x;$$

Hay điều kiện cân bằng lực (6-12) sẽ là:

$$\sum X = 0; \Rightarrow N = N_{gh} = R_b.b.x + R_{sc}.A'_s - R_s.A_s; \quad (6-14a)$$

khi $\xi = x/h_0 > \xi_R$: chiều cao vùng chịu nén được xác định như sau:

- Đối với cấu kiện làm từ bê tông có cấp nhỏ hơn hoặc bằng B30, cốt thép nhóm CI, A-I, CII, A-II, CIII, A-III, x được xác định theo công thức:

$$N + \sigma_s.A_s - R_{sc}.A'_s = R_b.b.x; \quad (6-14b)$$

trong đó:
$$\sigma_s = \left[2 \cdot \frac{1 - \frac{x}{h_0}}{1 - \xi_R} - 1 \right] R_s; \quad (6-15)$$

Điều kiện để ứng suất trong cốt thép chịu nén A'_s đạt đến R_{sc} là $x \geq 2a'$. Khi $x < 2a'$ không thể sử dụng các công thức trên. Để đơn giản và an toàn, xem trọng tâm vùng nén trùng với trọng tâm A'_s . Điều kiện (6-11) với trục qua trọng tâm A'_s trở thành:

$$\sum M_{A'_s} = 0; \Rightarrow N.e' \leq [N.e']_{gh} = R_s.A_s.Z_a; \quad (6-18) \quad \text{CẤU KIỆN CHỊU NÉN 14}$$

- Đối với cấu kiện làm từ bê tông cấp lớn hơn B30 cũng như đối với cấu kiện sử dụng cốt thép nhóm cao hơn A-III (không ứng lực trước hoặc có ứng lực trước) – Chiều cao vùng chịu nén x và ứng suất σ_{si} được xác định từ việc giải đồng thời các phương trình:

$$R_b A_b - \sum \sigma_{si} A_{si} - N = 0; \quad (6-14c)$$

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right); \quad (6-16)$$

σ_{si} – ứng suất trong thanh cốt thép dọc thứ i được xác định theo các chỉ dẫn ở điều này.

Ứng suất σ_{si} kèm theo dấu được tính toán theo công thức (6-16), khi đưa vào tính toán cần tuân theo điều kiện: trong mọi trường hợp $R_{si} \geq \sigma_{si} \geq -R_{sci}$;

A_{si} – diện tích tiết diện thanh cốt thép dọc thứ i ;

ξ_i – chiều cao tương đối vùng chịu nén của bê tông, $\xi_i = x/h_{0i}$, trong đó h_{0i} là khoảng cách từ trục đi qua trọng tâm tiết diện thanh cốt thép thứ i và song song với đường thẳng giới hạn vùng chịu nén đến điểm xa nhất của vùng chịu nén (Hình 9);

ω – đặc trưng vùng bê tông chịu nén, được xác định theo công thức (4-5);

$\sigma_{sc,u}$ – xem điều 6.2.2.3 và 6.2.2.13. (công thức 4-4)

6.4.3 Ap dụng tính toán:

6.4.3.1 Tính toán cốt thép đối xứng:

Biết kích thước của cầu kiện b, h, l_0 , Cặp nội lực M, N , loại vật liệu. Tính cốt thép với $A_s = A'_s$?

Giải:

- Căn cứ cấp độ bền của BT, loại cốt thép: (tra bảng) R_b, R_s, R_{sc} . Theo (4-4) tính ξ_R .
- Giả thiết a, a' để tính $h_0 = h - a, Z_a = h - a - a'$.
- Xác định độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a , tính $e_1 = M/N$ và e_0 .
- Tính η theo (6-4) \rightarrow Tính e, e' .

Xác định sơ bộ chiều cao vùng nén x_1 :

Giả thiết là lệch tâm lớn và thoả điều kiện ($2.a' \leq x \leq \xi_R.h_0$).

Khi dùng thép có $R_s = R_{sc}$: từ phương trình (6-14a) (tính x_1): $x_1 = \frac{N}{R_b.b} \left(\frac{6-19}{6-21} \right)$

Khi dùng thép có $R_s \neq R_{sc}$: từ các phương trình (6-13) và (6-14a) rút gọn được một phương trình chứa x : $x^2 - 2.(h_0 + t_s).x + \frac{2.N}{R_b.b}.(e + t_s) = 0; \quad (6-22)$

Với $t_s = \frac{R_{sc}.Z_a}{R_s - R_{sc}}$; Giải phương trình (6-22) lấy nghiệm có nghĩa là x_1 .

Dựa vào giá trị của x_1 kiểm tra lại giả thiết trên:

Nếu $2.a' \leq x_1 \leq \xi_R.h_0$: đúng với giả thiết, thay $x=x_1$ vào (6-13) tính được:

Dựa vào giá trị của x_1 kiểm tra lại giả thiết trên:

Nếu $2.a' \leq x_1 \leq \xi_R.h_0$: đúng với giả thiết, thay $x=x_1$ vào (6-13) tính được:

$$A'_s = \frac{N.e - R_b.b.x.(h_0 - 0,5.x)}{R_{sc}.Z_a}; \quad (6-23)$$

Khi $R_s = R_{sc}$: từ (6-14a) có $N = R_b.b.x$ tính được $A'_s = \frac{N(e + 0,5.x - h_0)}{R_{sc}.Z_a}; \quad (6-24)$

Nếu $x_1 < 2.a'$: từ (6-18) tính được: $A_s = \frac{N.e'}{R_s.Z_a} = \frac{N.(e - Z_a)}{R_s.Z_a}; \quad (6-25)$

Nếu $x_1 > \xi_R.h_0$: trường hợp lệch tâm bé (giả thiết không đúng), phải tính lại x . Với BT có cấp độ bền $B \leq 30$ và cốt thép có $R_s \leq 350\text{MPa}$, dùng phương trình (6-15) cùng với các phương trình (6-13) và (6-14b) rút gọn được một phương trình bậc ba của x :

$$x^3 + a_2.x^2 + a_1.x + a_0 = 0; \quad (6-26)$$

Trong đó $a_2 = -(2 + \xi_R).h_0$; $a_1 = \frac{2.N.e}{R_b.b} + 2.\xi_R.h_0^2 + (1 - \xi_R).h_0.Z_a$;

$$a_0 = \frac{-N.[2.e.\xi_R + (1 - \xi_R).Z_a].h_0}{R_b.b};$$

Giải phương trình (6-26) lấy nghiệm x với điều kiện $h_0 > x > \xi_R.h_0$.

Nếu được $x > h_0$ thì lấy $x = h_0$;

Có x tính A'_s theo (6-23).

6.4.3.2 Tính toán cốt thép không đối xứng:

Biết kích thước của cầu kiện b, h, l_0 , Cặp nội lực M, N , loại vật liệu. Tính cốt thép với A_s, A'_s ?

Giải:

- Căn cứ cấp độ bền của BT, loại cốt thép: (tra bảng) R_b, R_s, R_{sc} . Tính ξ_R .
- Giả thuyết a, a' để tính $h_0 = h - a, Z_a = h - a - a'$.
- Xác định độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a , tính $e_1 = M/N$ và e_0 .
- Giả thiết hàm lượng cốt thép μ_t để xác định η theo (6-4) \rightarrow Tính e, e' .

Do chưa thể xác định được x để nhận biết xảy ra lệch tâm lớn hay lệch tâm bé. Có thể phân biệt sơ bộ dựa vào độ lệch tâm.

Tính độ lệch tâm phân giới: $e_p = 0,4 (1,25.h - \xi_R.h_0)$. (6 - 30)

Nếu $\eta.e_0 \geq e_p$: Tính theo nén lệch tâm lớn.

Nếu $\eta.e_0 < e_p$: Tính theo nén lệch tâm bé.

a) Trường hợp nén lệch tâm lớn: Khi $\eta.e_0 \geq e_p$

Bài toán với hai phương trình (6-13) và (6-14a) có 3 ẩn: x, A_s và A'_s . Để có được lượng thép hợp lý có thể chọn trước 1 ẩn như sau:

* Chọn trước x :

Thay x vào (6-23) tính được A'_s .

Khi $A'_s > 0$ từ (6-14a): $A_s = \frac{R_b \cdot b \cdot x + R_{sc} \cdot A'_s - N}{R_s}$; (6-31)

a) Trường hợp nén lệch tâm lớn: Khi $\eta \cdot e_0 \geq e_p$

* Chọn trước x:

Thay x vào (6-23) tính được A'_s .

Khi $A'_s > 0$ từ (6-14a):
$$A_s = \frac{R_b \cdot b \cdot x + R_{sc} \cdot A'_s - N}{R_s}; \quad (6-31)$$

Nếu tính được $A'_s < 0$ thì nên chọn lại x bé hơn để tính lại. Khi $x = x_{\min} = 2 \cdot a'$ mà $A'_s < 0$ thì tính A_s theo (6-25).

* Chọn trước A'_s :

Có thể chọn trước theo cấu tạo hoặc yêu cầu nào đó.

Tương tự cấu kiện chịu uốn, đặt $\xi = \frac{x}{h_0}; \quad \alpha_m = \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi);$

Từ (6-13) tính được:
$$\alpha_m = \frac{N \cdot e - R_{sc} \cdot A'_s \cdot Z_a}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}; \quad (6-32)$$

Có α_m tra bảng được ξ , tính $x = \xi \cdot h_0$.

Nếu thoả điều kiện $2 \cdot a' \leq x \leq \xi_R \cdot h_0$ thì tính A_s theo (6-31).

Nếu $x < 2 \cdot a'$ (kể cả khi $\alpha_m < 0$) chứng tỏ A'_s đã cho là quá lớn, nên giảm bớt nếu có thể và tính lại, nếu không thể thì tính A_s theo (6-25).

Nếu $x > \xi_R \cdot h_0$ chứng tỏ A'_s đã cho là chưa đủ (nếu A'_s không nhiều) cần tăng A'_s để tính lại, nếu A'_s đã cho là khá lớn thì tính lại theo **Trường hợp nén lệch tâm bé**.

b) Trường hợp nén lệch tâm bé: Khi $\eta \cdot e_0 < e_p$

b) Trường hợp nén lệch tâm bé: Khi $\eta \cdot e_0 < e_p$

Lúc này TD chủ yếu chịu nén, nếu thoả mãn điều kiện (6-33) thì riêng BT đủ chịu nén, **chỉ bố trí cốt thép theo cấu tạo**: $N \leq N_b = R_b \cdot b \cdot (h - 2 \cdot \eta \cdot e_0)$; (6-33)

Khi không thoả điều kiện (6-33) thì tính cốt thép với chiều cao vùng nén $\xi_R \cdot h_0 \leq x \leq h_0$.

Bài toán với các phương trình (6-13), (6-14b) và (6-15) có 4 ẩn: x , σ_s , A_s và A'_s . Để có được lượng thép hợp lý có thể thực hiện như sau:

Có thể chọn trước A_s theo cấu tạo hoặc theo một cách nào đó.

Khi $\eta \cdot e_0 < 0,15 \cdot h_0$ cốt thép A_s chịu nén với ứng suất đáng kể (với σ_s theo (6-15)) nên cần được kiểm tra theo khả năng chịu lực của vùng chịu nén ít, điều kiện (6-11) trở thành:

$$\begin{aligned} \sum M_{A'_s} = 0; & \Rightarrow N \cdot e' \leq [N \cdot e']_{gh} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (0,5 \cdot x - a') + \sigma_s \cdot A_s \cdot Z_a; \\ & \Rightarrow A_s = \frac{N \cdot e' - R_b \cdot b \cdot x \cdot (0,5 \cdot x - a')}{\sigma_s \cdot Z_a}; \end{aligned} \quad (6-34)$$

Bài toán còn lại 3 ẩn: x , σ_s và A'_s . Sau một số biến đổi được một phương trình bậc hai của ẩn x : $0,5 \cdot R_b \cdot b \cdot d \cdot x^2 + 2 \cdot (R_s \cdot A_s \cdot Z_a - R_b \cdot b \cdot d \cdot a') \cdot x - (N \cdot e' \cdot d + t \cdot R_s \cdot A_s \cdot Z_a) = 0$; (6-35)

Trong đó $d = h - \xi_R \cdot h_0$, $t = h + \xi_R \cdot h_0$, $e' = Z_a - e$.

Giải phương trình (6-35) được $\xi_R \cdot h_0 \leq x \leq h_0$.

Nếu x không nằm trong giới hạn trên chứng tỏ A_s chọn chưa hợp lý cần chọn và tính lại.

Có thể chọn A_s hoàn toàn theo cấu tạo và bỏ qua khi tính toán. Trong trường hợp này có thể xác định x từ phương trình cân bằng mô men lấy với trục qua trọng tâm A'_s :

$$\sum M_{A'_s} = 0; \Rightarrow N \cdot e' = R_b \cdot b \cdot x \cdot (0,5 \cdot x - a')$$

CẤU KIỆN CHỊU NÉN 20

Có thể chọn A_S hoàn toàn theo cấu tạo và bỏ qua khi tính toán. Trong trường hợp này có thể xác định x từ phương trình cân bằng mô men lấy với trục qua trọng tâm A'_S :

$$\sum M_{A'_S} = 0; \Rightarrow N \cdot e' = R_b \cdot b \cdot x \cdot (0,5 \cdot x - a'); \Rightarrow N \cdot e' = R_b \cdot b \cdot a'^2 \cdot \alpha \cdot (1 - 0,5 \cdot \alpha)$$

Đặt $\alpha = \frac{x}{a'}$; $T = \alpha \cdot (1 - 0,5 \cdot \alpha)$; $\Rightarrow T = \frac{N \cdot e'}{R_b \cdot b \cdot a'^2}$; $\alpha = 1 + \sqrt{1 + 2 \cdot T}$; $x = \alpha \cdot a'$;

Điều kiện là $x \leq h$. Nếu $x > h$ thì phải tính toán với cốt thép A_S (lúc này A_S chịu nén).

Sau khi có x , tính A'_S theo (6-14b) với σ_s theo (6-15): $A'_S = \frac{N + \sigma_s \cdot A_S - R_b \cdot b \cdot x}{R_{sc}}$; (6-37)

6.4.3.3 Xử lý kết quả tính toán:

Kết quả cốt thép tính toán được có thể dương hoặc âm.

Nếu cốt thép tính toán được âm (< 0): chứng tỏ kích thước TD khá lớn so với yêu cầu chịu lực, cốt thép chỉ cần bố trí theo cấu tạo $A_S (A'_S) = \mu_{\min} \cdot b \cdot h_0$; Tuy nhiên cần lưu ý là các kết quả trung gian (x , trường hợp lệch tâm..) xác định được là không chính xác.

Nên giảm kích thước TD để tính lại nếu có thể.

Nếu cốt thép tính toán được dương (> 0): phải kiểm tra hàm lượng cốt thép.

Nếu $\mu (\mu') < \mu_{\min}$ chứng tỏ kích thước TD lớn so với yêu cầu chịu lực, cốt thép chỉ cần bố trí theo cấu tạo $A_S (A'_S) = \mu_{\min} \cdot b \cdot h_0$; **Nên giảm kích thước TD để tính lại nếu có thể.**

Nếu $\mu_t = (\mu + \mu') > \mu_{\max}$ chứng tỏ kích thước TD quá bé, **cần tăng kích thước TD**, tăng cấp độ bền của vật liệu hoặc có các biện pháp cấu tạo phù hợp.

Sau khi chọn và bố trí cốt thép cần xác định a , a' và tính lại h_0 , Z_a rồi so sánh với các giá trị đã sử dụng để tính toán. Nếu sự sai khác là đáng kể và làm giảm khả năng chịu lực của TD thì phải tính toán lại. [P2..](#) [P3..](#) [P4..](#) [P4.3..](#)

6.4.3.4 Kiểm tra khả năng chịu lực của cấu kiện:

Bài toán: Biết kích thước của cấu kiện b, h, I_0 , loại vật liệu, Cấu tạo cốt thép A_s, A'_s . Yêu cầu kiểm tra khả năng chịu lực của TD với cặp nội lực M, N ?

Giải:

- Căn cứ cấp độ bền của BT, loại cốt thép: (tra bảng) R_b, R_s, R_{sc} . Theo (4-4) tính ξ_R .
- Xác định a, a' để tính $h_0 = h - a, Z_a = h - a - a'$.
- Xác định độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a , tính $e_1 = M/N$ và e_0 .
- Xác định hệ số uốn dọc η theo (6-4) \rightarrow Tính e, e' .

Xác định sơ bộ chiều cao vùng nén x (đặt là x_2) theo (6-14a):

$$x_2 = \frac{N + R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b}; \quad (6-38)$$

Và dựa vào x_2 phân biệt các trường hợp:

Nếu $2 \cdot a' \leq x_2 \leq \xi_R \cdot h_0$: đúng với giả thiết, thay $x=x_2$ vào (6-13) tính được $[N \cdot e]_{gh}$ để kiểm tra;

Nếu $x_2 < 2 \cdot a'$: xem trọng tâm vùng nén trùng với trọng tâm A'_s , kiểm tra theo (6-18): $N \cdot e' \leq [N \cdot e']_{gh} = R_s \cdot A_s \cdot Z_a$;

Nếu $x_2 > \xi_R \cdot h_0$: trường hợp lệch tâm bé (giả thiết không đúng), phải tính lại x . Từ các phương trình (6-14b) và (6-15) rút ra được công thức tính x :

$$x = \frac{(N - R_{sc} \cdot A'_s) \cdot (1 - \xi_R) \cdot h_0 + R_s \cdot A_s \cdot (1 + \xi_R) \cdot h_0}{R_b \cdot b \cdot (1 - \xi_R) \cdot h_0 + 2 \cdot R_s \cdot A_s}; \quad (6-39)$$



Nếu $x_2 > \xi_R \cdot h_0$: trường hợp lệch tâm bé (giả thiết không đúng), phải tính lại x .

Từ các phương trình (6-14b) và (6-15) rút ra được công thức tính x :

$$x = \frac{(N - R_{sc} \cdot A'_s) \cdot (1 - \xi_R) \cdot h_0 + R_s \cdot A_s \cdot (1 + \xi_R) \cdot h_0}{R_b \cdot b \cdot (1 - \xi_R) \cdot h_0 + 2 \cdot R_s \cdot A_s}; \quad (6-39)$$

Điều kiện đối với x là: $\xi_R \cdot h_0 \leq x \leq h_0$.

Nếu $x > h_0$ thì phải tính lại x với $\sigma_s = -R_{sc}$, từ (6-14b) có được:

$$x = \frac{N - R_{sc} \cdot (A_s + A'_s)}{R_b \cdot b}; \quad (6-39b)$$

Giá trị của x tính theo (6-39b) phải $h_0 \leq x \leq h$, nếu $x > h$ thì lấy $x = h$ để tính.

Thay giá trị x xác định được vào (6-13) tính được $[N.e]_{gh}$ để kiểm tra;

Khi độ cứng của cầu kiện theo phương ngoài mặt phẳng uốn bé hơn ($b < h$), cần kiểm tra khả năng chịu lực theo phương ngoài mặt phẳng theo trường hợp nén đúng tâm với (6-2).

6.4.3.5 Giới hạn khả năng chịu lực của cầu kiện:

Biết kích thước của cầu kiện b, h, l_0 , loại vật liệu, cấu tạo cốt thép A_s, A'_s . Yêu cầu xác định giới hạn khả năng chịu lực của TD?

Yêu cầu trên thường được thực hiện dưới hai dạng sau:

a) **Bài toán 1:** Cho trước lực dọc N ($N \leq N_{gh}$ theo (6-2)-nén đúng tâm), tìm giá trị M .

Tính toán theo mục trên có $x = x_2$ và $[N.e]_{gh}$ hoặc $[N.e']_{gh}$.

Từ điều kiện $N \cdot e = [N.e]_{gh}$ hoặc $N \cdot e' = [N.e']_{gh}$ tìm được e hoặc e' , giả thiết η để tính e_0 rồi $M = N \cdot e_0$.

a) Bài toán 1:

b) **Bài toán 2:** Cho trước e_0 (tức biết trước điểm đặt lực), tìm giá trị lực dọc N .

Giả thiết η để tính e và e' .

Phương trình (6-11) lấy đối với trục qua điểm đặt lực N trở thành:

$$\begin{aligned} \sum M_N = 0; & \Rightarrow R_b \cdot b \cdot x \cdot (e - h_0 + 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot e' - \sigma_s \cdot A_s \cdot e = 0; \\ & \Rightarrow x^2 + 2 \cdot (e - h_0) \cdot x + \frac{2 \cdot (R_{sc} \cdot A'_s \cdot e' - \sigma_s \cdot A_s \cdot e)}{R_b \cdot b} = 0; \quad (6-40) \end{aligned}$$

Giả thiết $x \leq \xi_R \cdot h_0$ để lấy $\sigma_s = R_s$, từ phương trình (6-40) có được nghiệm $x = x_3$;

Trong phương trình (6-40) tính $e' = e - Z_a$ và lấy theo dấu đại số để xác định x .

Dựa vào x_3 để nhận biết:

Nếu $2 \cdot a' \leq x_3 \leq \xi_R \cdot h_0$: đúng với giả thiết, thay $x = x_3$ và $\sigma_s = R_s$ vào (6-14a) tính được N ;

Nếu $x_3 < 2 \cdot a'$: Xác định N theo (6-18);

Nếu $x_3 > \xi_R \cdot h_0$: trường hợp lệch tâm bé (giả thiết không đúng), phải tính lại x .

Giải hệ hai phương trình (6-40) và (6-15) được x . Điều kiện đối với x là: $\xi_R \cdot h_0 \leq x \leq h_0$.

Có x dùng điều kiện (6-13) để tính N :
$$N = \frac{R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot Z_a}{e}; \quad (6-42)$$

Có lực dọc N xác định lại η để so sánh với giá trị đã giả thiết.

6.4.3.6 Biểu đồ tương tác:

Biểu đồ tương tác thể hiện khả năng chịu lực của TD so với mọi cặp nội lực N và M .

Để tính và vẽ biểu đồ tương tác có thể thực hiện theo một trong 3 cách sau:

- 1) **Cho trước N** thay đổi trong khoảng $0 \leq N \leq N_{gh}$. Với mỗi giá trị N theo bài toán 1 ở mục trước tìm được một giá trị M tương ứng.
- 2) **Cho trước e_0** thay đổi trong khoảng $0 \leq e_0 \leq \infty$. Với mỗi giá trị e_0 theo bài toán 2 ở mục trước tìm được một giá trị N tương ứng.
- 3) **Cho trước x** : Khi $0 \leq x \leq \xi_R \cdot h_0$ tính theo nén lệch tâm lớn. Khi $\xi_R \cdot h_0 < x < h_0$ tính theo nén lệch tâm bé. Với mỗi giá trị x theo (6-14) tìm được N , theo (6-13) tìm được e_0 rồi suy ra M .

Mỗi cặp nội lực N và M xác định được cho một điểm trên biểu đồ tương tác.

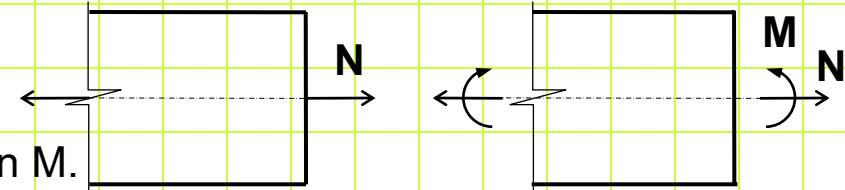
7.1. CẤU TẠO:

Cấu kiện chịu kéo thường gặp ở các thanh dầm chịu kéo, thanh treo và thanh căng của vòm thành bể chứa chất lỏng, thành bun ke, si lô, ống dẫn có áp, ...

Có hai trường hợp chịu kéo:

Kéo trung tâm: lực kéo trùng trục cấu kiện.

Kéo lệch tâm: lực kéo dọc trục N và mô men M.



Cấu kiện chịu kéo thường có tiết diện vuông hay chữ nhật.

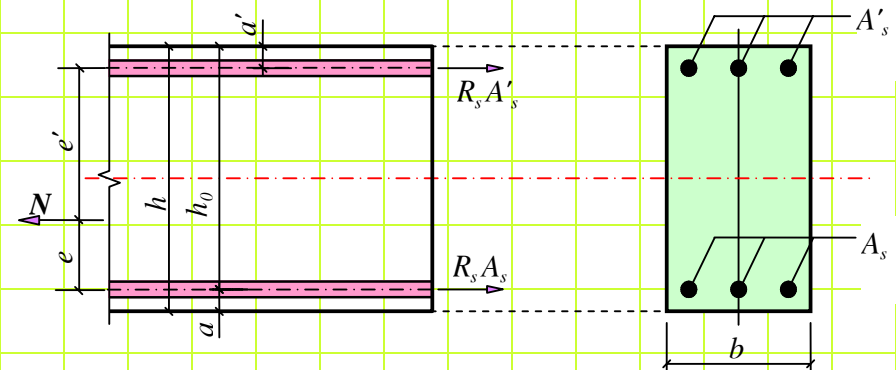
Bố trí cốt dọc chịu lực:

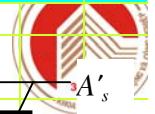
- **Cấu kiện chịu kéo trung tâm:** Cốt thép dọc chịu lực được bố trí đều theo chu vi tiết diện và hàm lượng cốt thép $\mu_t = A_{st} / A_b \geq 2 \cdot \mu_{min}$ ($\mu_{min} = 0.06\%$)

- **Cấu kiện chịu kéo lệch tâm:** cốt dọc nên bố trí trên cạnh b, gọi A_s đặt ở vùng kéo nhiều, A'_s đặt ở vùng nén hoặc kéo ít. Hàm lượng cốt thép $\mu = A_s / b \cdot h_0 \geq \mu_{min}$, $\mu' = A'_s / b \cdot h_0 \geq \mu_{min}$.

Trường hợp kéo lệch tâm bé:

Nếu lực kéo đặt trong phạm vi 2 cốt thép A_s & A'_s là **trường hợp kéo lệch tâm bé**. Cả 2 cốt thép A_s & A'_s đều chịu kéo, vì vậy yêu cầu cấu tạo cốt thép dọc giống như cấu kiện chịu kéo trung tâm.





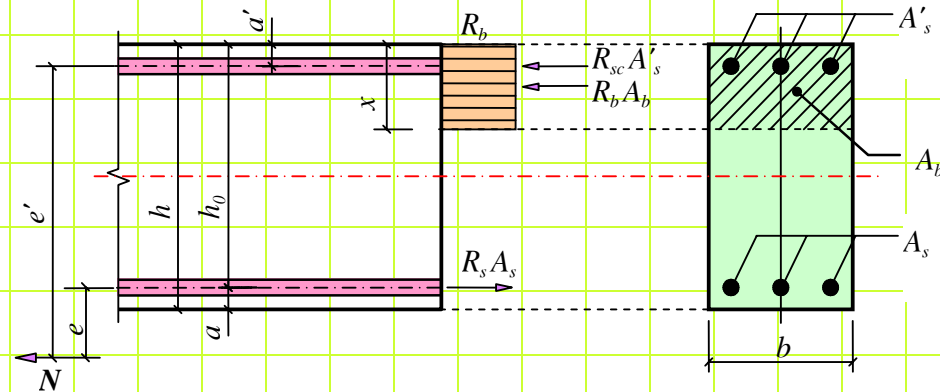
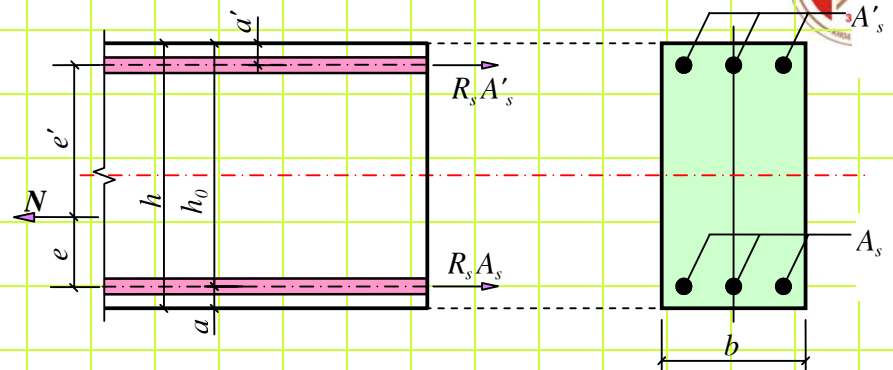
7.1. CẤU TẠO:

Trường hợp kéo lệch tâm bé:

Nếu lực kéo đặt trong phạm vi 2 cốt thép A_s & A'_s là trường hợp kéo lệch tâm bé. Cả 2 cốt thép A_s & A'_s đều chịu kéo, vì vậy yêu cầu cấu tạo cốt thép dọc giống như cấu kiện chịu kéo trung tâm.

Trường hợp kéo lệch tâm lớn:

Nếu lực kéo đặt ngoài phạm vi 2 cốt thép A_s & A'_s là trường hợp kéo lệch tâm lớn. Tiết diện sẽ có một vùng nén và một vùng chịu kéo rõ rệt giống như cấu kiện chịu uốn. Cấu kiện được cấu tạo như cấu kiện chịu uốn. $\mu_{\min} = 0.05\%$.



Cốt thép ngang (cốt đai): liên kết với cốt dọc tạo thành khung hoặc lưới, có cách khoảng $a < 50$ cm.

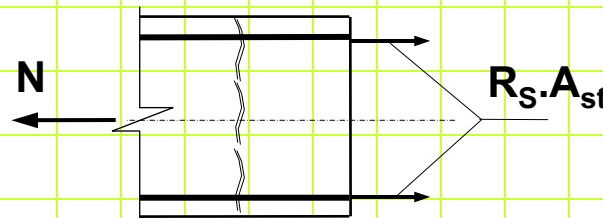
Trường hợp kéo lệch tâm lớn có tính toán cốt dọc chịu nén thì cốt đai được bố trí theo qui định như trong cấu kiện chịu nén.

Trường hợp cấu kiện chịu lực cắt lớn cốt đai được tính toán và cấu tạo theo yêu cầu chịu cắt

7.2. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU KÉO TRUNG TÂM:

Sơ đồ ứng suất:

Bê tông bị nứt, trên tiết diện toàn bộ lực kéo do cốt thép chịu.



Ở TTGH ứng suất trong A_{st} đạt R_s .

Điều kiện cường độ: $N \leq N_{gh} = R_s \cdot A_{st}$ (7 - 1)

Suy ra lượng cốt thép cho TD: $A_{st} = \frac{N}{R_s}$;

Kiểm tra hàm lượng cốt thép

$$\mu_t = A_{st} / A_b \geq 2 \cdot \mu_{min}$$

7.3. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU KÉO LỆCH TÂM:

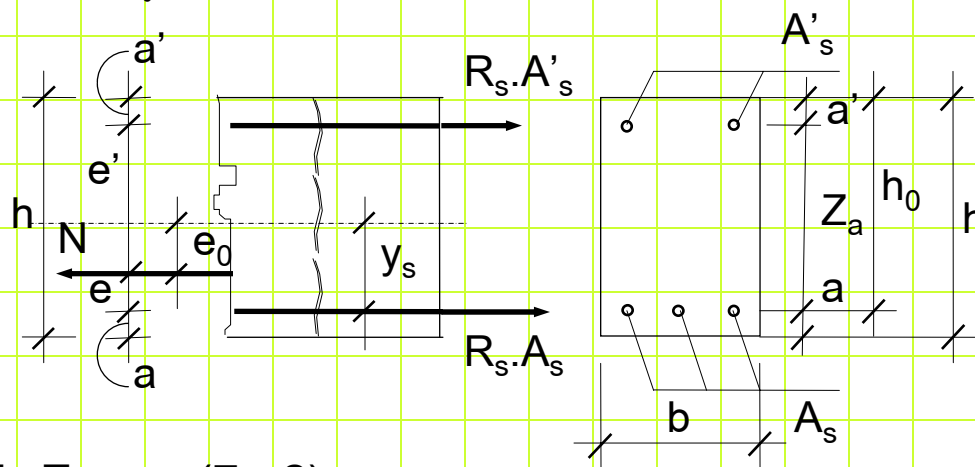
7.3.1 Trường hợp lệch tâm bé:

7.3.1.1 Sơ đồ ứng suất:

Cả 2 cốt thép A_s & A'_s đều chịu kéo.

Toàn bộ tiết diện BT bị nứt.

Ở TTGH ứng suất trong cốt thép đạt R_s .



7.3.1.2 Công thức cơ bản:

$$\sum M_{A_s} = 0; \Rightarrow N \cdot e \leq R_s \cdot A'_s \cdot Z_a \quad (7 - 2)$$

$$\sum M_{A'_s} = 0; \Rightarrow N \cdot e' \leq R_s \cdot A_s \cdot Z_a \quad (7 - 3)$$

Trong đó: e, e' - Khoảng cách từ điểm đặt lực N đến trọng tâm A_s, A'_s .

Với TD chữ nhật: $e = 0.5h - e_0 - a$ $e' = 0.5h + e_0 - a'$.

7.3.1.2 Công thức cơ bản:

$$\Sigma M_{A_s} = 0; \Rightarrow N \cdot e \leq R_s \cdot A'_s \cdot Z_a \quad (7 - 2)$$

$$\Sigma M_{A'_s} = 0; \Rightarrow N \cdot e' \leq R_s \cdot A_s \cdot Z_a \quad (7 - 3)$$

Trong đó: e, e' - Khoảng cách từ điểm đặt lực N đến trọng tâm A_s, A'_s.

Với TD chữ nhật: $e = 0.5h - e_0 - a$ $e' = 0.5h + e_0 - a'$

Từ hai phương trình trên tính được: $A_s = \frac{N \cdot e'}{R_s \cdot Z_a}$; $A'_s = \frac{N \cdot e}{R_s \cdot Z_a}$;

Hàm lượng cốt thép μ & $\mu' \geq \mu_{min}$.

7.3.2 Trường hợp lệch tâm lớn có tiết diện chữ nhật: $\left(e_0 = \frac{M}{N} > 0.5h - a; \right)$

7.3.2.1 Sơ đồ ứng suất:

Ứng suất trong cốt chịu kéo A_s đạt R_s.

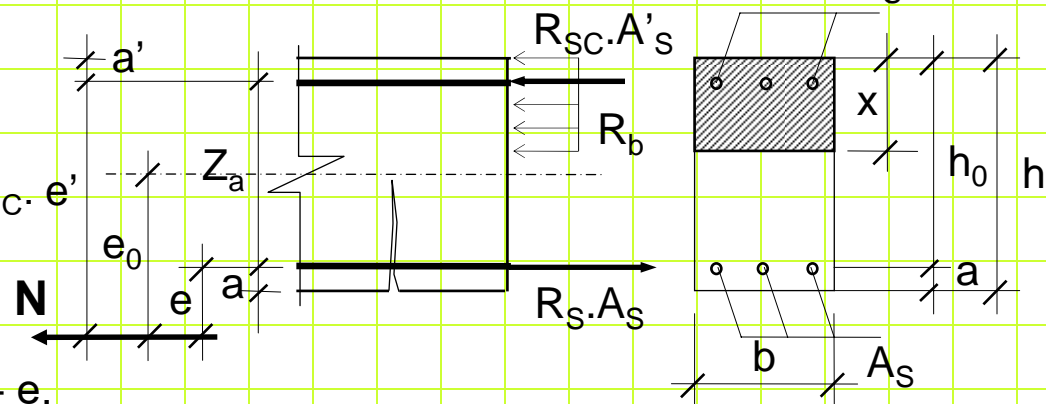
Ứng suất trong BT vùng nén đạt R_b.

Ứng suất trong cốt chịu nén A'_s đạt R_{sc} · e'

Theo sơ đồ: $e = e_0 - 0.5h + a$

và $e' = e_0 + 0.5h - a'$.

$$Z_a = h_0 - a = h - a - a' = e' - e.$$



7.3.2.2 Công thức cơ bản:

$$\Sigma M_{A_s} = 0; \Rightarrow N \cdot e \leq [N \cdot e]_{gh} = R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot Z_a \quad (7 - 4)$$

$$\Sigma X = 0; \Rightarrow N = N_{gh} = R_s \cdot A_s - R_b \cdot b \cdot x - R_{sc} \cdot A'_s \quad (7 - 5)$$

7.3.2.3 Điều kiện hạn chế: P1.. P2.. P3..



7.3.2.2 Công thức cơ bản:

$$\Sigma M_{As} = 0; \Rightarrow N.e \leq [N.e]_{gh} = R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0.5x) + R_{SC} \cdot A'_s \cdot Z_a. \quad (7 - 4)$$

$$\Sigma X = 0; \Rightarrow N = N_{gh} = R_s \cdot A_s - R_b \cdot b \cdot x - R_{SC} \cdot A'_s. \quad (7 - 5)$$

7.3.2.3 Điều kiện hạn chế:

Tương tự cấu kiện chịu uốn, để xảy ra phá hoại dẻo: $x \leq \xi_R \cdot h_0$.

để ứng suất trong A'_s đạt R_{SC} : $x \geq 2 \cdot a'$.

7.3.2.4 Các bài toán áp dụng:

1) **Bài toán tính cốt thép:** Biết kích thước của cấu kiện b, h , cặp nội lực M, N , loại vật liệu R_b, R_s, R_{SC} . Tính cốt thép A_s, A'_s ?

Giải:

Bài toán với 2 phương trình (7 - 4) và (7 - 5) có 3 ẩn: x, A_s, A'_s .

Chọn trước x trong khoảng $2 \cdot a' \leq x \leq \xi_R \cdot h_0$. Từ (7 - 4) tính được:

$$A'_s = \frac{N \cdot e - R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5 \cdot x)}{R_{SC} \cdot Z_a}; \quad (7 - 6)$$

Khi tính được $A'_s > 0$ thì thay x và A'_s vào (7 - 5) tính được:

$$A_s = \frac{N + R_b \cdot b \cdot x + R_{SC} \cdot A'_s}{R_s}; \quad (7 - 7)$$

Khi $A'_s < 0$ thì giảm x để tính lại. Nếu đã lấy $x = 2 \cdot a'$ mà vẫn có $A'_s < 0$ thì lấy A'_s theo cấu tạo và xem trọng tâm vùng nén trùng trọng tâm A'_s để tính thép A_s theo phương trình:

P1.. P2.. P3..

CẤU KIỆN CHỊU KÉO 5



Nếu đã lấy $x = 2.a'$ mà vẫn có $A'_S < 0$ thì lấy A'_S theo cấu tạo và xem trọng tâm vùng nén trùng trọng tâm A'_S để tính thép A_S theo phương trình:

$$\Sigma M_{A'_S} = 0; \quad \Rightarrow N.e' \leq [N.e']_{gh} = R_S \cdot A'_S \cdot Z_a \quad (7 - 8)$$

Suy ra:
$$A'_S = \frac{N.e'}{R_S \cdot Z_a} = \frac{N.(e + Z_a)}{R_S \cdot Z_a}; \quad (7 - 9)$$

2) **Bài toán tính A_S khi biết A'_S :** Biết kích thước của cấu kiện b, h , cốt thép chịu nén A'_S , cặp nội lực M, N , loại vật liệu R_b, R_S, R_{SC} . Tính cốt thép A_S ?

Giải:

Bài toán với 2 phương trình (7 - 4) và (7 - 5) có 2 ẩn: x, A_S nên hoàn toàn xác định.

Tương tự cấu kiện chịu uốn, đặt: $\xi = \frac{x}{h_0}; \quad \alpha_m = \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi);$

$$(7 - 4) \Rightarrow N.e \leq [N.e]_{gh} = \alpha_m \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 + R_{SC} \cdot A'_S \cdot Z_a \quad (7 - 10)$$

$$(7 - 5) \Rightarrow N = N_{gh} = R_S \cdot A_S - \xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 - R_{SC} \cdot A'_S \quad (7 - 11)$$

Từ (7 - 10) tính:
$$\alpha_m = \frac{N.e - R_{SC} \cdot A'_S \cdot Z_a}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}; \quad (7 - 12)$$

Có α_m suy ra ξ . Kiểm tra điều kiện hạn chế:

Nếu $2.a' \leq \xi \cdot h_0 \leq \xi_R \cdot h_0$ từ (7 - 11) tính A_S :
$$A_S = \frac{N + \xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 + R_{SC} \cdot A'_S}{R_S}; \quad (7 - 13)$$

Nếu $2.a' > \xi \cdot h_0$ thì lấy $x = 2a'$ để tính A_S theo (7 - 9).

Nếu $\xi \cdot h_0 > \xi_R \cdot h_0$ chứng tỏ A'_S đã có là chưa đủ phải tăng thêm hoặc xem A'_S là chưa biết tính cả A_S & A'_S như bài toán 1.

3) **Bài toán kiểm tra khả năng chịu lực:** Biết kích thước của cấu kiện b, h , cốt thép A_s & A'_s , loại vật liệu. Kiểm tra khả năng chịu lực với lực kéo lệch tâm N .

Giải:

Bài toán với 2 phương trình (7 - 4) và (7 - 5) có 2 ẩn: $x, [N.e_u]_{gh}$ nên hoàn toàn xác định.

Xác định chiều cao vùng BT chịu nén từ (7 - 5):
$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s - N}{R_b \cdot b}; \quad (7-14)$$

Nếu $2.a' \leq x \leq \xi_R \cdot h_0$: Thay x vào (7 - 4) tính được $[N.e]_{gh}$ để kiểm tra.

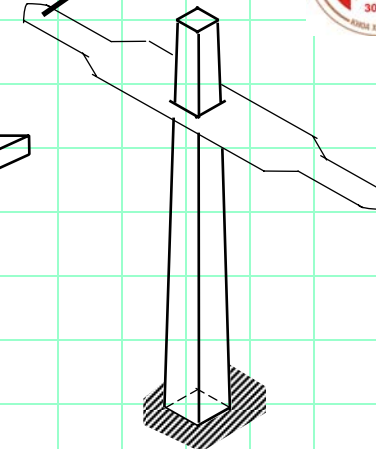
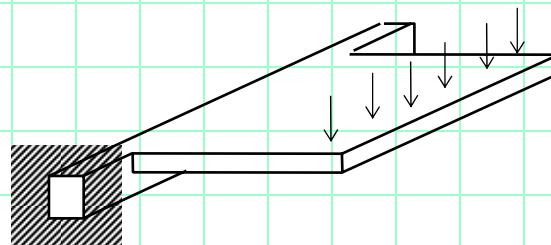
Nếu $x < 2a'$ thì tính $[N.e']_{gh}$ theo (7 - 8) để kiểm tra.

Nếu $x > \xi_R \cdot h_0$ thì lấy $x = \xi_R \cdot h_0$ (Lượng thép A_s quá nhiều, sự phá hoại từ vùng nén nên kiểm tra theo khả năng của vùng nén), thay $x = \xi_R \cdot h_0$ vào (7 - 4) tính được $[N.e]_{gh}$ để kiểm tra.

8.1. KHÁI NIỆM CHUNG:

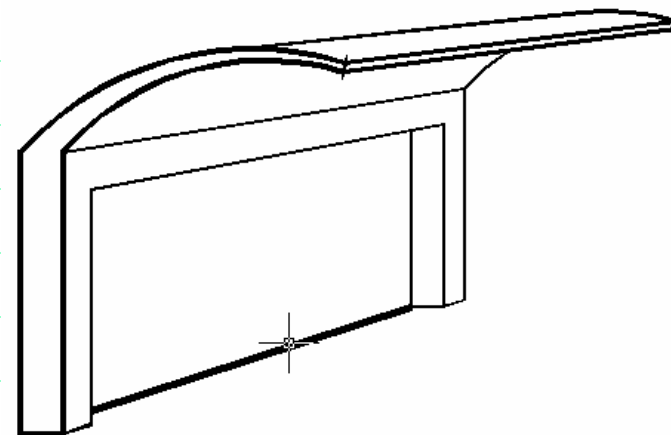
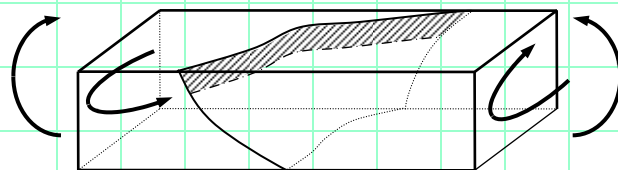
Các cấu kiện chịu xoắn cùng với uốn:

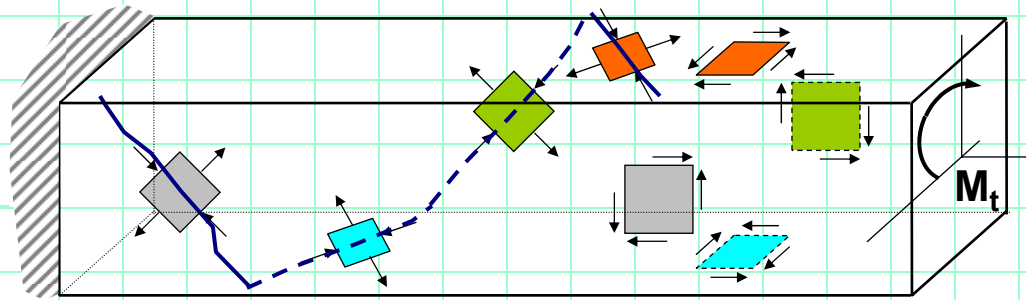
Cột chịu lực ngang đặt cách trục 1 đoạn, dầm có liên kết với bản một phía, các xà ngang của khung biên đỡ các dầm theo phương vuông góc với liên kết cứng..



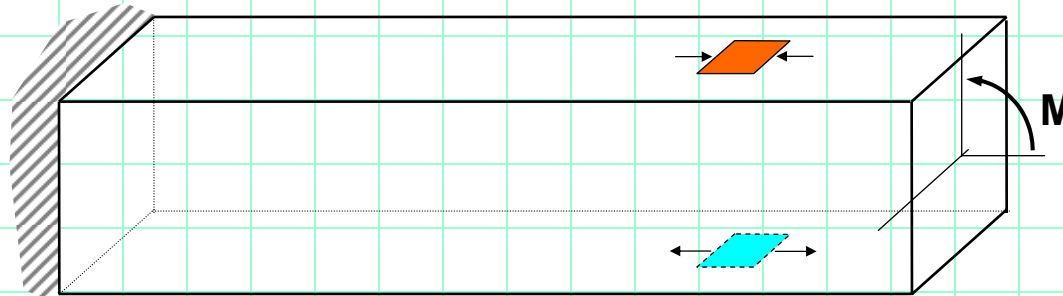
Khả năng chịu xoắn của BTCT kém nên tuy mô men xoắn không lớn lắm vẫn có thể gây nguy hiểm. Kết quả thí nghiệm cho thấy các vết nứt nghiêng xuất hiện khá sớm, sau khi bị nứt các ứng suất kéo chính do cốt thép chịu còn ứng suất nén chính do BT chịu.

Cấu kiện bị phá hoại khi ứng suất trong cốt thép đạt giới hạn chảy. Cấu kiện bị phá hoại trên TD vênh (TD không gian) gồm 3 cạnh chịu kéo và 1 cạnh chịu nén.

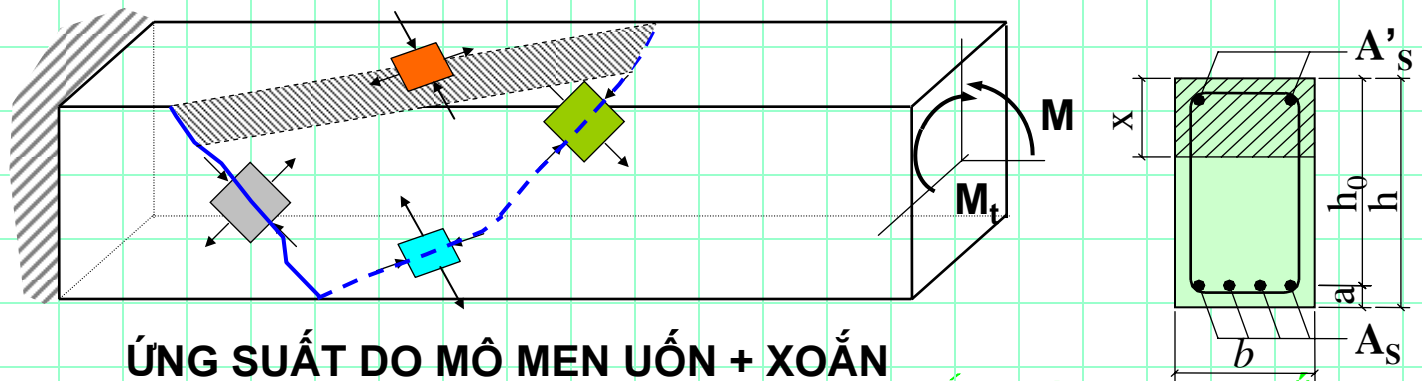




ỨNG SUẤT DO MÔ MEN XOẮN



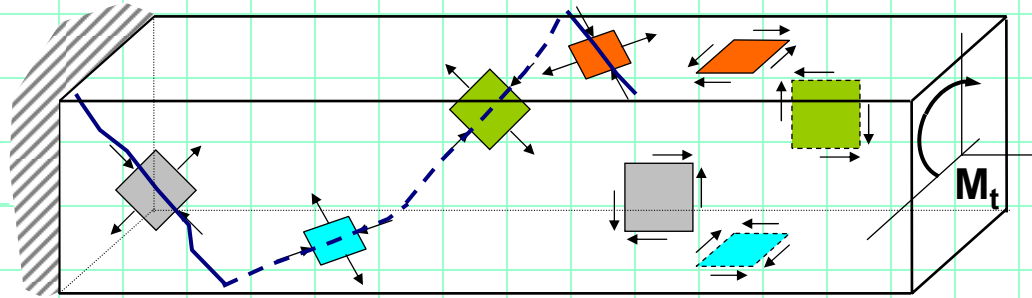
ỨNG SUẤT DO MÔ MEN UỐN



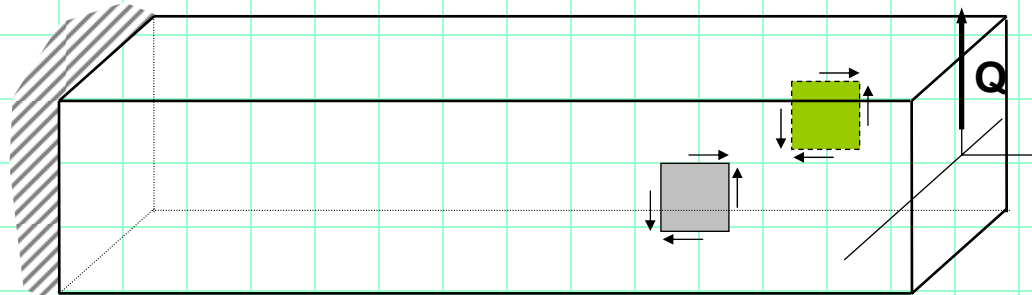
ỨNG SUẤT DO MÔ MEN UỐN + XOẮN

P1.. P2.. P3.. P4.. P5.. P6..

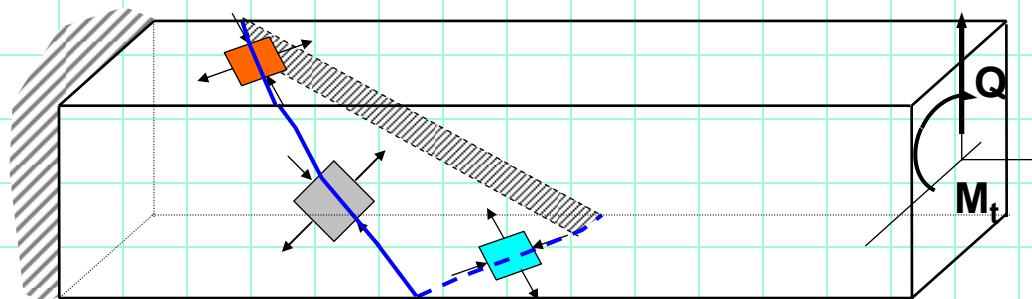
CẤU KIỆN CHỊU XOẮN 2



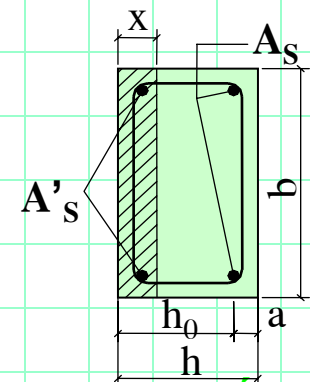
ỨNG SUẤT DO MÔ MEN XOẮN



ỨNG SUẤT DO LỰC CẮT

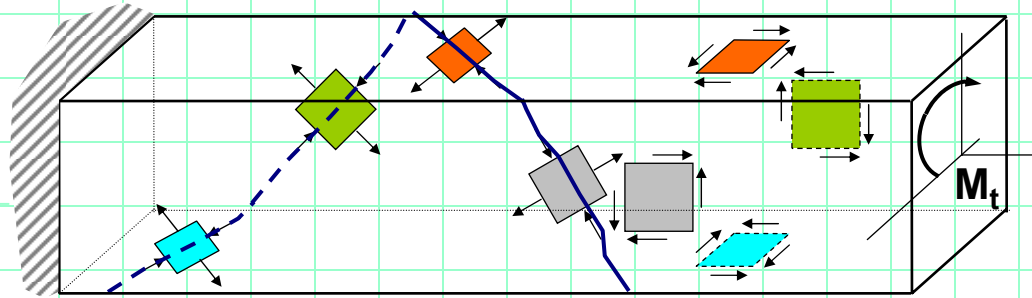


ỨNG SUẤT DO MÔ MEN XOẮN + LỰC CẮT

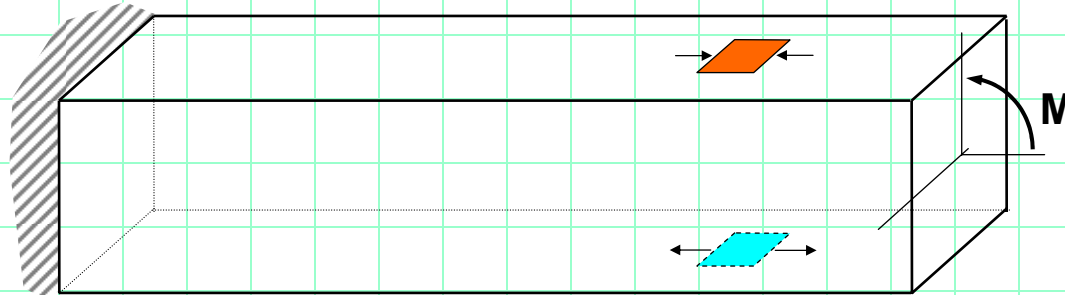


P1.. P2.. P3.. P4.. P5.. P6..

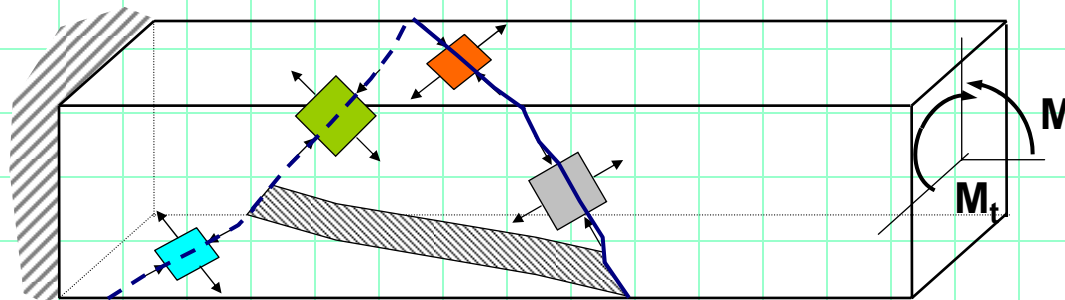
CẤU KIỆN CHỊU XOẮN 3



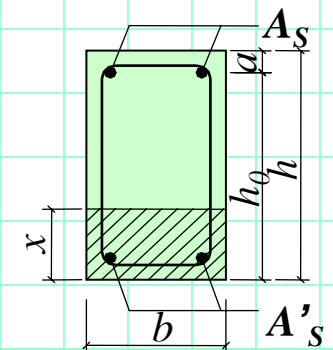
ỨNG SUẤT DO MÔ MEN XOẮN



ỨNG SUẤT DO MÔ MEN UỐN



ỨNG SUẤT DO MÔ MEN UỐN + XOẮN



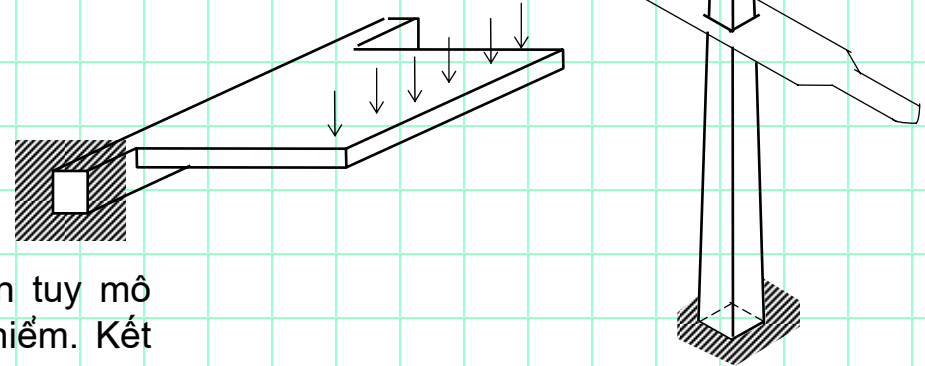
P1.. P2.. P3.. P4.. P5.. P6..

CẤU KIỆN CHỊU XOẮN 4

8.1. KHÁI NIỆM CHUNG:

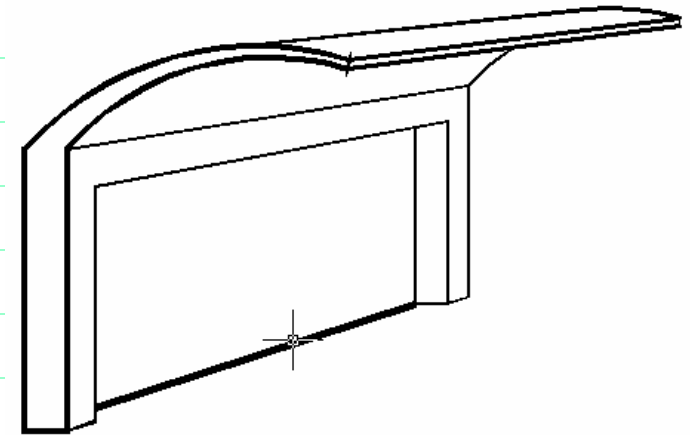
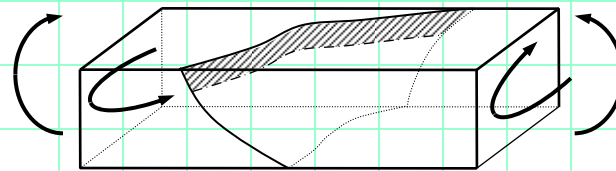
Các cấu kiện chịu xoắn cùng với uốn:

Cột chịu lực ngang đặt cách trục 1 đoạn, dầm có liên kết với bản một phía, các xà ngang của khung biên đỡ các dầm theo phương vuông góc với liên kết cứng..



Khả năng chịu xoắn của BTCT kém nên tuy mô men xoắn không lớn lắm vẫn có thể gây nguy hiểm. Kết quả thí nghiệm cho thấy các vết nứt nghiêng xuất hiện khá sớm, sau khi bị nứt các ứng suất kéo chính do cốt thép chịu còn ứng suất nén chính do BT chịu.

Cấu kiện bị phá hoại khi ứng suất trong cốt thép đạt giới hạn chảy. Cấu kiện bị phá hoại trên TD vênh (TD không gian) gồm 3 cạnh chịu kéo và 1 cạnh chịu nén.



8.2. ĐẶC ĐIỂM CẤU TẠO:

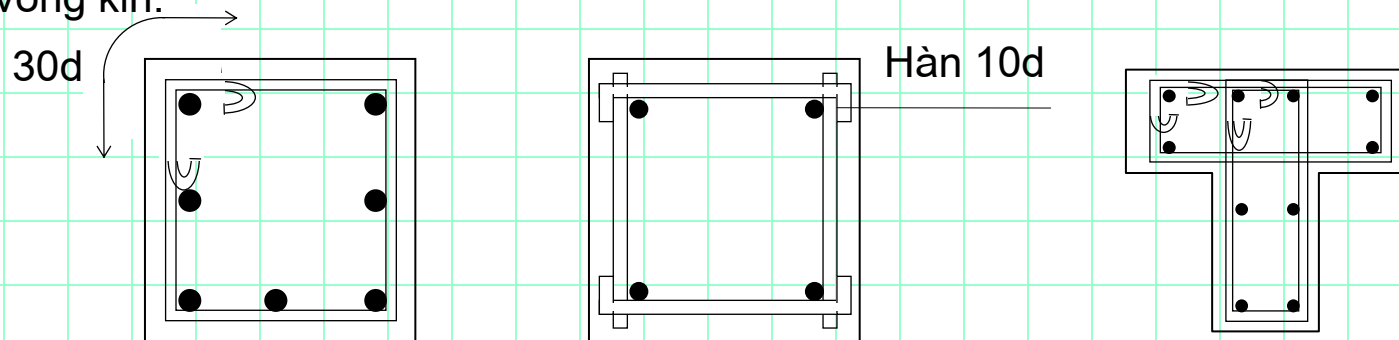
Trong cấu kiện chịu xoắn, cốt thép có tác dụng: chịu Mô men uốn, lực cắt và mô men xoắn.

Dùng cốt dạng lò xo đặt nghiêng theo phương ứng suất kéo chính sẽ hiệu quả cao, nhưng do thi công phức tạp nên ít dùng.

8.2. ĐẶC ĐIỂM CẤU TẠO:

Thường dùng cốt dọc đặt theo chu vi và cốt đai để chịu xoắn:

- **Cốt dọc chịu xoắn** cần được neo chắc với l_{an} hoặc có các biện pháp neo đặt biệt.
- **Cốt đai:** Trong khung buộc phải có đoạn đầu chồng nhau $\geq 30d$. Trong khung hàn cốt đai tạo thành vòng kín.



Trong cấu kiện có TD chữ T. Cần bố trí đai thành vòng kín trong sườn và cánh.

8.3. ĐIỀU KIỆN VỀ KHẢ NĂNG CHỊU LỰC:

Để các đặc trưng của TD tính toán đơn giản, phần sau đây chỉ trình bày các công thức tính với các đặc trưng của TD chữ nhật.

Trong cấu kiện chịu uốn xoắn có đồng thời 3 thành phần nội lực: Mô men uốn M , lực cắt Q và mô men xoắn M_t . Dầm chịu xoắn bị phá hoại trên TD vành (TD không gian) gồm 3 mặt chịu kéo và 1 mặt chịu nén.

Khi tính toán tiết diện không gian, các nội lực được xác định dựa trên các giả thiết sau:

- Bỏ qua khả năng chịu kéo của bê tông;
- Vùng chịu nén của tiết diện không gian được coi là phẳng, nằm nghiêng một góc θ với trục dọc cấu kiện, khả năng chịu nén của bê tông lấy bằng $R_b \cdot \sin^2 \theta$, phân bố đều trên vùng chịu nén;
- ứng suất kéo trong cốt thép dọc và cốt thép ngang cắt qua vùng chịu kéo của tiết diện không gian đang xét lấy bằng cường độ tính toán R_S và R_{SW} ;
- ứng suất của cốt thép nằm trong vùng chịu nén lấy bằng R_{SC} ;

Điều kiện để sử dụng các giả thiết trên là chiều cao vùng nén x phải thỏa: **2.a'**
 $\leq x \leq \xi_R \cdot h_0$.

8.3.1 Điều kiện hạn chế ứng suất nén chính:

Khi tính toán cấu kiện chịu uốn xoắn đồng thời, cần tuân theo điều kiện:

$$M_t \leq 0,1 \cdot R_b \cdot b^2 \cdot h; \quad (8 - 1)$$

trong đó: b, h – tương ứng là các kích thước nhỏ hơn và lớn hơn của tiết diện.

R_b cường độ tính toán về nén của BT, giá trị R_b đối với bê tông cấp cao hơn B30 được lấy như đối với bê tông cấp B30.

8.3. ĐIỀU KIỆN VỀ KHẢ NĂNG CHỊU LỰC:

8.3.2 Điều kiện cường độ trên TD vênh:

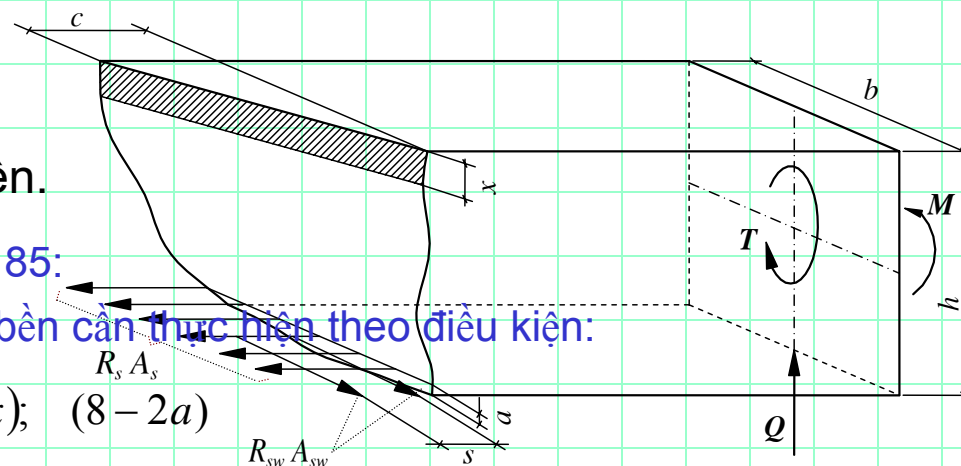
$$M_t \leq [M]_{gh}; \quad (8 - 2)$$

$[M]_{gh}$ là giới hạn chịu xoắn của tiết diện.

TCXDVN 356:2005 Điều 6.2.4.3 trang 85:

Tính toán tiết diện không gian theo độ bền cần thực hiện theo điều kiện:

$$M_t \leq R_s \cdot A_s \cdot \frac{1 + \varphi_w \cdot \delta \cdot \lambda^2}{\varphi_q \cdot \lambda + \chi} \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x); \quad (8 - 2a)$$



Chiều cao vùng chịu nén được xác định từ điều kiện: $R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s = R_b \cdot b \cdot x$;

A_s, A'_s – diện tích tiết diện cốt thép dọc nằm ở vùng chịu kéo và vùng chịu nén tương ứng với từng sơ đồ tính toán;

b, h – kích thước các cạnh cấu kiện, tương ứng song song và vuông góc với đường giới hạn vùng chịu nén;

c – chiều dài hình chiếu của đường giới hạn vùng chịu nén lên trục dọc cấu kiện.

$$\delta = \frac{b}{2 \cdot h + b}; \quad \lambda = \frac{c}{b};$$

χ và φ_q - hệ số đặc trưng cho quan hệ giữa các nội lực M_t, M , và Q .

M_t, M , và Q - Mô men xoắn, mô men uốn và lực cắt được lấy ở tiết diện vuông góc với trục dọc cấu kiện và đi qua trọng tâm vùng chịu nén của tiết diện không gian.

φ_w - hệ số đặc trưng cho quan hệ giữa cốt thép ngang và cốt thép dọc

8.3. ĐIỀU KIỆN VỀ KHẢ NĂNG CHỊU LỰC:

8.3.1 Điều kiện hạn chế ứng suất nén chính:

8.3.2 Điều kiện cường độ trên TD vênh:

$$M_t \leq [M]_{gh}; \quad (8 - 2)$$

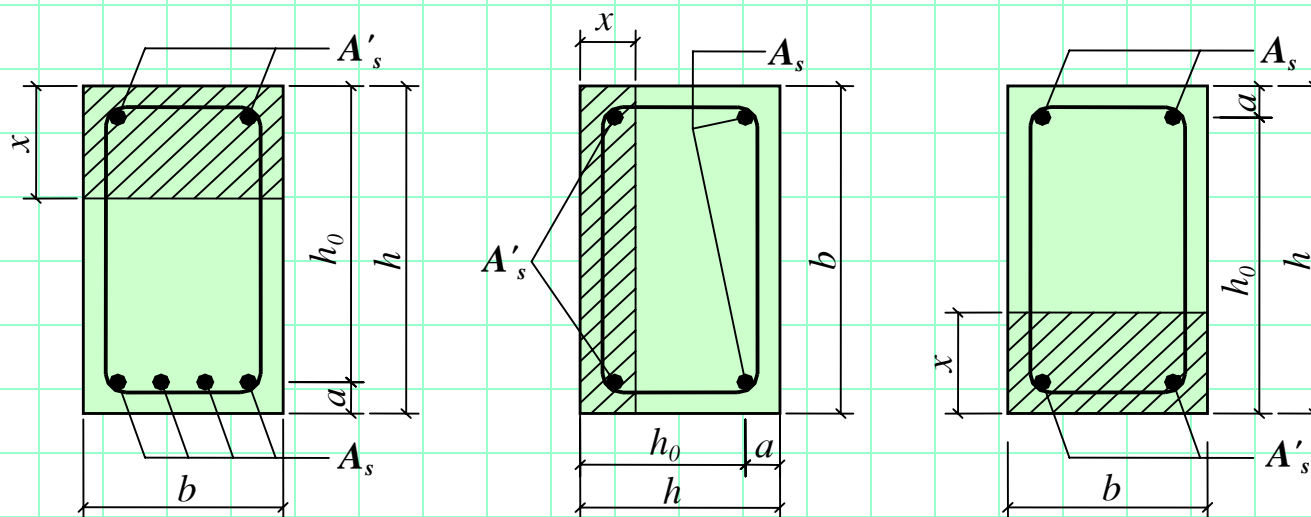
$[M]_{gh}$ là giới hạn chịu xoắn của tiết diện.

Việc tính toán cần được tiến hành với **3 sơ đồ vị trí vùng chịu nén** của tiết diện không gian:

Sơ đồ 1: ở cạnh bị nén do uốn của cấu kiện (Hình a);

Sơ đồ 2: ở cạnh của cấu kiện, song song với mặt phẳng tác dụng của mô men uốn (Hình b);

Sơ đồ 3: ở cạnh bị kéo do uốn của cấu kiện (Hình c)



P1.. P2.. P3.. P4.. P5.. P6..

CẤU KIỆN CHỊU XOẮN 9

8.4 TÍNH TOÁN VỚI SƠ ĐỒ 1:

Sơ đồ 1 tính với tác dụng đồng thời của M và M_t được xác lập với kết quả phân tích sau:

8.4.1 Sơ đồ ứng suất:

TD vênh ABDE có cạnh chịu nén AB nghiêng với trục góc θ , hình chiếu lên phương trục cấu kiện là C. Cạnh DE nghiêng với trục góc α .

-Ứng suất trong BT vùng nén đạt R_b , theo phương vuông góc với cạnh AB.

-Ứng suất trong cốt dọc chịu kéo (trên cạnh DE) đạt R_s .

-Ứng suất trong cốt dọc chịu nén (trên cạnh AB) đạt R_{sc} .

-Ứng lực trong mỗi nhánh cốt đai là $R_{sw} \cdot A_{sw}$.

Ứng lực trong cốt đai $R_{sw} \cdot A_{sw}$ chỉ xét trên cạnh DE, ảnh hưởng của các đai trên BD và AE không đáng kể.

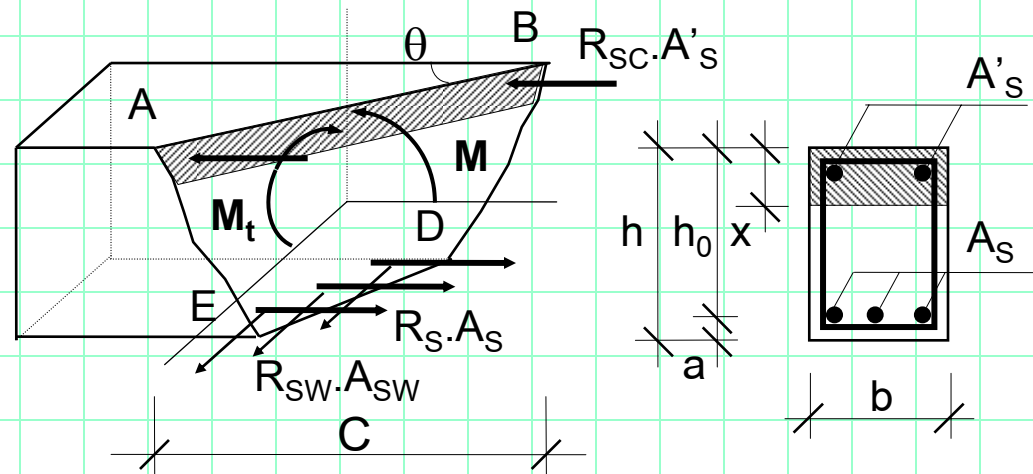
Sơ đồ ứng suất trên TD vênh gồm 2 vùng kéo và nén như cấu kiện chịu uốn.

Điều kiện để sử dụng các giả thiết trên là chiều cao vùng nén x phải: $2 \cdot a' \leq x \leq \xi_R \cdot h_0$.

8.4.2 Công thức cơ bản:

- Phương trình hình chiếu các lực lên phương trục cấu kiện:

$$\Sigma X = 0; \Rightarrow R_b \cdot (AB) \cdot x \cdot \sin\theta + R_{sc} \cdot A'_s - R_s \cdot A_s = 0; \text{ CỐT CHỊU XOẮN 10}$$



8.4 TÍNH TOÁN VỚI SƠ ĐỒ 1:

8.4.1 Sơ đồ ứng suất:

8.4.2 Công thức cơ bản:

$$\Sigma X = 0; \Rightarrow R_b \cdot (AB) \cdot x \cdot \sin\theta + R_{sc} \cdot A'_s - R_s \cdot A_s = 0;$$

Mà $(AB) \cdot \sin\theta = b$;

Suy ra: $R_b \cdot b \cdot x = R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s; \quad (8 - 3)$

- Phương trình cân bằng mô men đối với trục đi qua hợp lực của vùng nén và theo phương AB:

$$M \cdot \sin\theta + M_t \cdot \cos\theta = R_s \cdot A_s \cdot Z_s \cdot \sin\theta + \Sigma R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot Z_w \cdot \cos\theta; \quad (8 - 4)$$

Trong đó Z_s, Z_w là cánh tay đòn nội lực của cốt thép dọc và cốt đai,

lấy gần đúng: $Z_s \approx Z_w \approx (h_0 - 0.5 \cdot x)$.

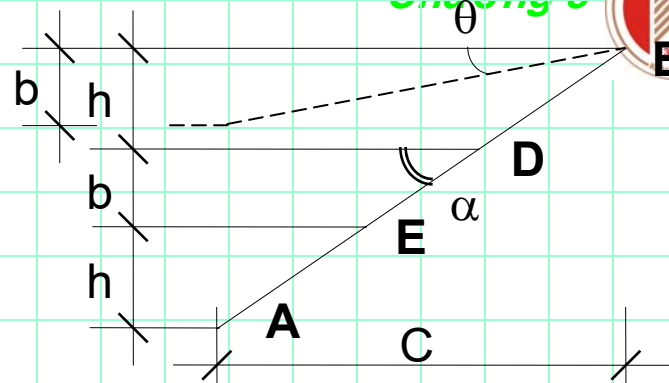
Gọi s là khoảng cách giữa các cốt đai. Ta có: $\Sigma A_{sw} = A_{sw} \cdot \frac{b \cdot \cot\alpha}{s} = A_{sw} \cdot \frac{b}{s} \cdot \frac{C}{(2h + b)}$;

Phương trình (8 - 4) được viết lại:

$$M_t \cdot \left(1 + \frac{M}{M_t} \cdot \text{tg}\theta \right) = R_s \cdot A_s \cdot \text{tg}\theta \cdot (h_0 - 0.5x) + R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \frac{b}{s} \cdot \frac{C}{(2h + b)} \cdot (h_0 - 0.5x);$$

Với $\text{tg}\theta = \frac{b}{C}$; Đặt $\chi = \frac{M}{M_t}$; $\delta = \frac{b}{(2h + b)}$; $\lambda = \frac{C}{b}$; $\varphi_w = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{R_s \cdot A_s} \cdot \frac{b}{s}$; $(8 - 5)$

Ta có điều kiện cường độ: $M_t \leq M_{gh} = \frac{R_s \cdot A_s \cdot (1 + \varphi_w \cdot \delta \cdot \lambda^2) \cdot (h_0 - 0.5 \cdot x)}{(\lambda + \chi)}$; $(8 - 6)$



φ_w - hệ số đặc trưng cho quan hệ giữa cốt thép ngang và cốt thép dọc.

Kết quả nguyên cứu cho thấy rằng giá trị φ_w nên hạn chế trong phạm vi:

$$\varphi_{w,\min} \leq \varphi_w \leq \varphi_{w,\max}; \quad (8 - 7a)$$

Với
$$\varphi_{w,\min} = \frac{0,5}{1 + \frac{M}{2 \cdot \varphi_w \cdot M_u}}; \quad (8 - 7b) \quad \varphi_{w,\max} = 1,5 \cdot \left(1 - \frac{M}{M_u} \right); \quad (8 - 7c)$$

Trong đó M_u - Mô men uốn lớn nhất mà TD thẳng góc với trục cầu kiện chịu được. Xác định M_u theo bài toán kiểm tra khả năng chịu lực của cầu kiện chịu uốn (chương 4).

Nếu giá trị $\varphi_w < \varphi_{w,\min}$ thì nhân giá trị $R_s \cdot A_s$ trong (8 - 3) & (8 - 5) với tỉ số $\varphi_w / \varphi_{w,\min}$;

Trong công thức (8 - 6) giá trị C được xác định để về phải là nhỏ nhất (là điểm ứng với cực tiểu của về phải, có thể xác định theo giải tích hoặc bằng cách đúng dần), và $C \leq 2 \cdot h + b$;

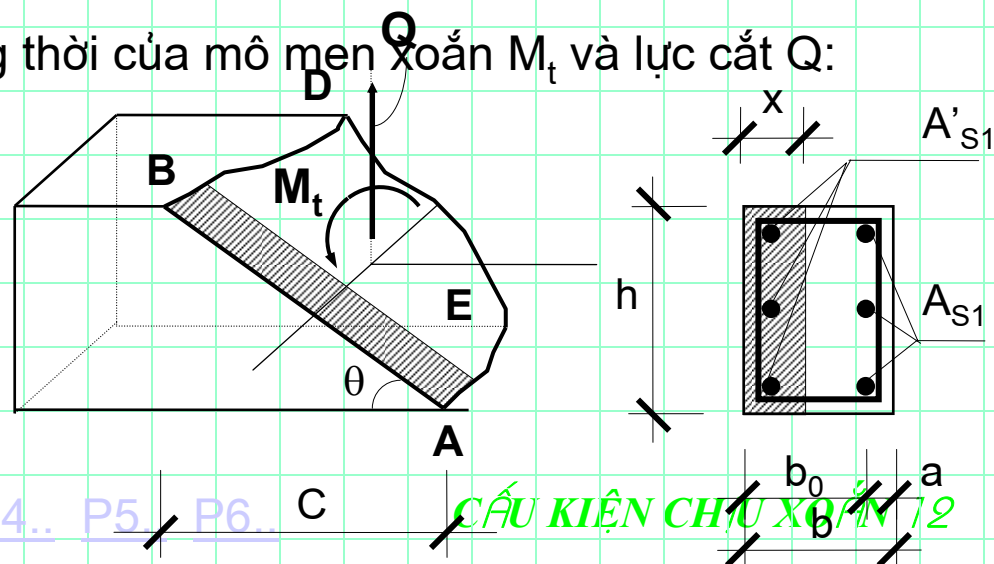
8.5 TÍNH TOÁN VỚI SƠ ĐỒ 2:

Sơ đồ 2 được tính với tác dụng đồng thời của mô men xoắn M_t và lực cắt Q:

8.5.1 Sơ đồ ứng suất:

Phá hoại trên TD vĩnh, vùng nén nằm theo cạnh bên AB tạo với trục góc θ .

Hình chiếu cạnh chịu nén AB lên trục cầu kiện là C.



8.5 TÍNH TOÁN VỚI SƠ ĐỒ 2:

8.5.1 Sơ đồ ứng suất:

Phá hoại trên TD vênh, vùng nén nằm theo cạnh bên AB tạo với trục góc θ .

Hình chiếu cạnh chịu nén AB lên trục cầu kiện là C.

8.5.2 Công thức cơ bản:

$$\Sigma X = 0; \Rightarrow R_b \cdot (AB) \cdot x \cdot \sin\theta = R_s \cdot A_{s1} - R_{sc} \cdot A'_{s1};$$

$$\text{Mà } AB \cdot \sin\theta = h, \text{ Suy ra } R_b \cdot h \cdot x = R_s \cdot A_{s1} - R_{sc} \cdot A'_{s1}; \quad (8 - 10)$$

$$\text{Và điều kiện cường độ: } M_t \leq M_{gh} = R_s \cdot A_{s1} \cdot \frac{1 + \varphi_{w1} \cdot \delta_1 \cdot \lambda_1^2}{\varphi_q \cdot \lambda_1} \cdot (b_0 - 0,5 \cdot x); \quad (8 - 11)$$

$$\text{Với } \varphi_q = 1 + \frac{Q \cdot b}{2 \cdot M_t}; \quad \delta_1 = \frac{h}{(2b + h)}; \quad \lambda_1 = \frac{C}{h}; \quad \varphi_{w1} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{R_s \cdot A_{s1}} \cdot \frac{h}{s}; \quad (8 - 12)$$

$$\text{Giá trị } \varphi_{w1} \text{ nên hạn chế trong phạm vi: } 0,5 \leq \varphi_{w1} \leq 1,5; \quad (8-12a)$$

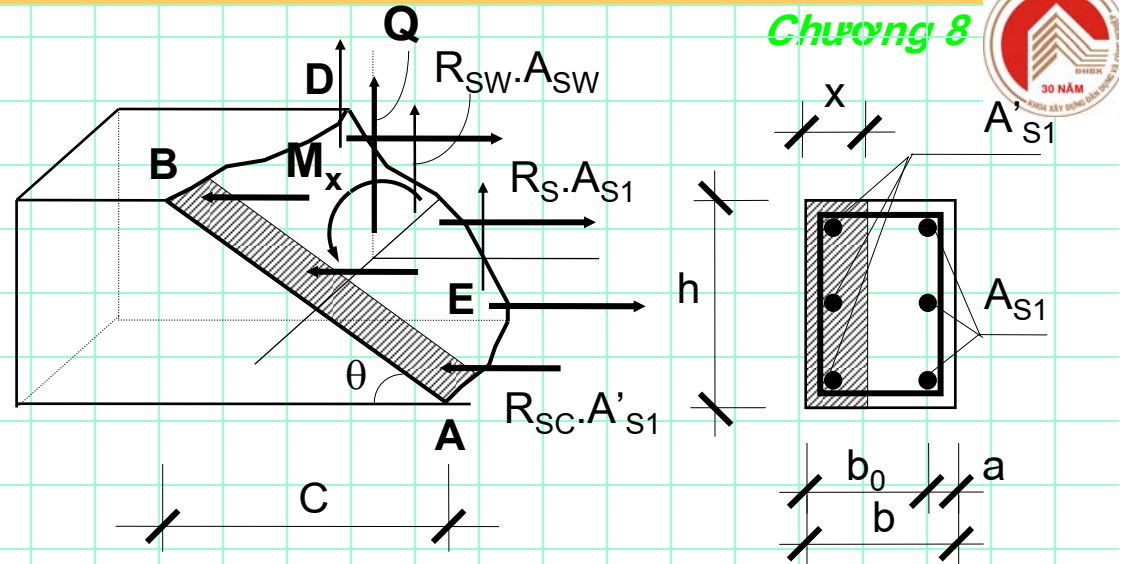
TCXDVN 356:2005 Điều 6.2.4.3 trang 85:

$$\text{Nếu thỏa mãn điều kiện: } M_t \leq 0,5 \cdot Q \cdot b; \quad (8 - 13)$$

$$\text{thì việc tính toán theo sơ đồ 2 được thực hiện theo điều kiện: } Q \leq Q_{sw} + Q_b - \frac{3 \cdot M_t}{b}; \quad (8 - 14)$$

Trong đó: b – chiều rộng của cạnh tiết diện vuông góc với mặt phẳng uốn;

Q_{sw}, Q_b – được xác định theo điều 6.2.3.3. (Xem chương 4)



8.6 TÍNH TOÁN VỚI SƠ ĐỒ 3:

Sơ đồ 3 có vùng nén ở mép chịu kéo do mô men uốn M .

Cần tính theo sơ đồ 3 khi: $M_t > M \cdot \frac{b}{2 \cdot h + b}$;

Xác định khả năng chịu lực của cấu kiện M_{gh} được tiến hành với các công thức như sơ đồ 1, giá trị M để tính χ , $\varphi_{w,min}$, $\varphi_{w,max}$ có dấu âm (-), và vai trò của các cốt thép A_s & A'_s được hoán đổi.

8.7 VẬN DỤNG TÍNH TOÁN:

Tính toán cấu kiện chịu uốn-xoắn tương đối phức tạp, nên thường thực hiện với dạng bài toán kiểm tra:

- Kiểm tra điều kiện (8 - 1). Nếu không thỏa mãn phải tăng TD hoặc cấp độ bền của BT.
- Tính sơ bộ cốt chịu kéo A_s theo mô men uốn M , rồi chọn thép tăng lên một ít.
- Theo lực cắt Q tính cốt đai, chọn cốt đai với khoảng cách bé hơn tính toán một ít.
- Sơ bộ bố trí cốt dọc, cốt đai. Bố trí thêm cốt dọc trên cạnh h (theo yêu cầu cấu tạo chịu xoắn).
- Tính φ_w hoặc φ_{w1} theo (8 - 5) hoặc (8 - 12), kiểm tra theo (8 - 7a) hoặc (8 - 12a);
- Xác định chiều cao vùng BT chịu nén x theo (8 - 3) hoặc (8 - 10). Kiểm tra x theo các điều kiện hạn chế như cấu kiện chịu uốn. (Khi xác định x để đơn giản và an toàn có thể bỏ qua cốt thép chịu nén).
- Xác định giá trị C để vẽ phải (8 - 6) hoặc (8 - 11) bé nhất, so sánh giá trị bé nhất đó với M_t .



TÍNH TOÁN CẤU KIỆN BTCT THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ II.

Chương 9



9.1. TÍNH ĐỘ VỒNG CẤU KIỆN CHỊU UỐN:

9.1.1 Khái niệm chung:

Độ võng quá mức sẽ:

-Gây hư hỏng các thành phần phi kết cấu của công trình: nứt các tường ngăn, hư hỏng các cửa..

-Ảnh hưởng đến khả năng sử dụng bình thường của kết cấu: như khi phải dỡ các thiết bị có yêu cầu phải thẳng hàng, gây trở ngại cho sự thoát nước sàn..

-Hư hỏng các kết cấu: cấu kiện có độ võng quá mức có thể tiếp xúc với các cấu kiện khác thì quỹ đạo tải trọng (sự phân bố tải trọng vào các cấu kiện) sẽ thay đổi gây phá hoại.

Qui phạm quy định độ võng của cấu kiện khi làm việc bình thường phải nhỏ hơn độ võng cho phép đối với loại kết cấu đó. $f \leq f_u$. (9 - 1)

trong đó: f – độ võng (độ võng) hoặc chuyển vị của các bộ phận của kết cấu (hay toàn bộ kết cấu);

f_u – độ võng (độ võng) hoặc chuyển vị giới hạn được qui định.

TCXDVN 356:2005 Bảng 4 trang 14 quy định độ giới hạn của các cấu kiện thông dụng.

TCXDVN 356:2005 (Phụ lục C-Điều C3.1 Bảng C1 trang 154) quy định độ võng (chuyển vị) giới hạn theo phương đứng.

TCXDVN 356:2005 (Phụ lục C-Điều C4.1 Bảng C3 trang 158) quy định độ võng (chuyển vị) giới hạn theo phương ngang của cột và các kết cấu hãm do tải trọng cầu trục.

GIỚI HẠN CHỊU UỐN 1

Tính độ võng thì dùng tải trọng tiêu chuẩn.

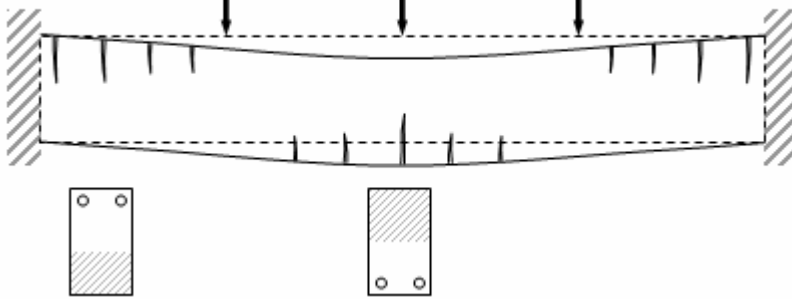
- Vì bê tông có tính từ biến nên tải tác dụng dài hạn sẽ làm tăng độ võng của cầu kiện.

- Cầu kiện cần tính võng thường có khe nứt trong vùng kéo nên cơ sở tính toán là giai đoạn II của trạng thái ứng suất và biến dạng.

9.1.2 Độ cong trục dầm và độ cứng của dầm:

9.1.2.1 Khái niệm độ cong và độ cứng của dầm BTCT:

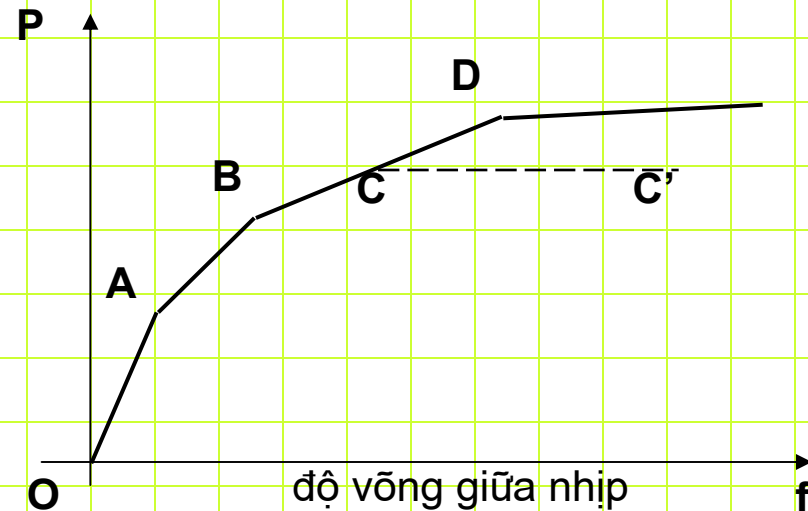
Xét dầm chịu uốn với tải trọng tăng dần:



Lúc đầu dầm cứng và không bị nứt, toàn bộ tiết diện bê tông chịu ứng suất (đường biến dạng là đoạn OA).

Khi tải trọng tăng vết nứt xuất hiện, tại tiết diện bị nứt mô men quán tính giảm làm giảm rõ rệt độ cứng của dầm.

Theo thời gian, độ võng tăng do tính từ biến của bê tông.



A: Thời điểm các đầu dầm bắt đầu bị nứt.

B: Bắt đầu có các vết nứt giữa nhịp.

D: Bắt đầu sự chảy dẻo tại TD có mô men lớn.

C → C': độ võng tăng do từ biến với tải trọng dài hạn

Theo Sức bền Vật liệu thì độ cong trục dầm được xác định theo:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E.I}$$

Chương 9

$\frac{1}{r}$: Gọi là độ cong trục dầm.

E.I: Độ cứng của dầm bằng vật liệu đàn hồi, đồng chất, đẳng hướng.

Với dầm BTCT cần xét đến sự thay đổi độ cứng do biến dạng dẻo và nứt. Mô men quán tính của dầm thay đổi từ tiết diện không nứt lớn hơn tiết diện bị nứt.

Độ cứng của dầm BTCT kí hiệu bằng chữ B, độ cong trục dầm: $\frac{1}{r} = \frac{M}{B}$ (9-2)

9.1.2.2 Độ cong của cấu kiện trên đoạn không có khe nứt trong vùng kéo:

TCXDVN 356:2005-Điều 7.4.2.1 Tr.110 quy định:

Trên các đoạn mà ở đó không hình thành vết nứt thẳng góc với trục dọc cấu kiện, giá trị độ cong toàn phần của cấu kiện chịu uốn, nén lệch tâm và kéo lệch tâm cần được xác định theo công thức: $\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2$; (9-3)

trong đó:

$\left(\frac{1}{r}\right)_1, \left(\frac{1}{r}\right)_2$ tương ứng là độ cong do tải trọng tạm thời ngắn hạn và do tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn (không kể đến lực nén trước P), được xác định theo các công thức:

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_1 &= \frac{M}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}}; \\ \left(\frac{1}{r}\right)_2 &= \frac{M \cdot \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}}; \end{aligned} \right\} (9-4)$$

trong đó:

$\left(\frac{1}{r}\right)_1, \left(\frac{1}{r}\right)_2$ tương ứng là độ cong do tải trọng tạm thời ngắn hạn và do tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn (không kể đến lực nén trước P), được xác định theo các công thức:

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_1 &= \frac{M}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}}; \\ \left(\frac{1}{r}\right)_2 &= \frac{M \cdot \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}}; \end{aligned} \right\} (9-4)$$

Từ các công thức (9-2), (9-3) và (9-4) nếu gọi B_{sh} là độ cứng ngắn hạn B_l là và độ cứng dài hạn thì:

$$B_{sh} = \varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}; \quad (9-5)$$

$$B_l = \frac{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}}{\varphi_{b2}} = \frac{B_{sh}}{\varphi_{b2}}; \quad (9-6)$$

Như vậy với cấu kiện có cấp chống nứt 1 và 2 thì với M_{sh} và B_{sh} có thể tính được độ võng ngắn hạn f_{sh} , với M_l và B_l có thể tính được độ võng dài hạn f_l . Độ võng toàn phần:

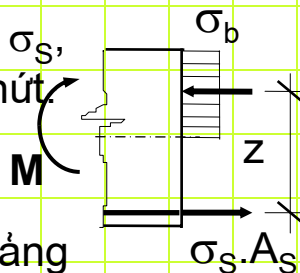
$$f = f_{sh} + f_l;$$

9.1.2.3 Trạng thái ứng suất biến dạng của dầm sau khi xuất hiện khe nứt:

Xét một đoạn dầm chịu uốn.

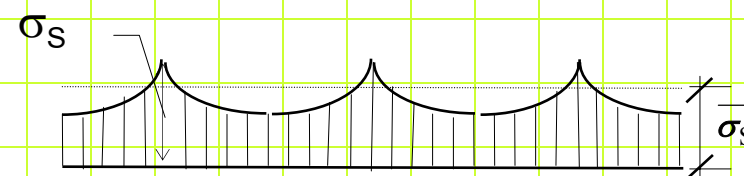
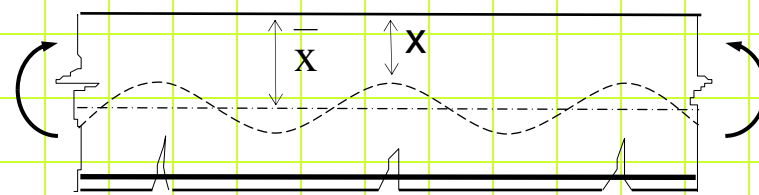
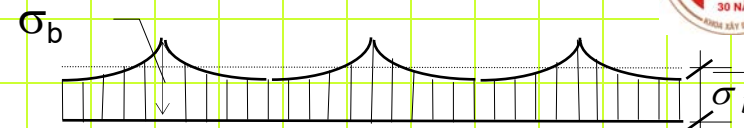
- Ứng suất trong thép chịu kéo:

Tại tiết diện có khe nứt là lớn nhất σ_s , giảm dần vào khoảng giữa hai khe nứt



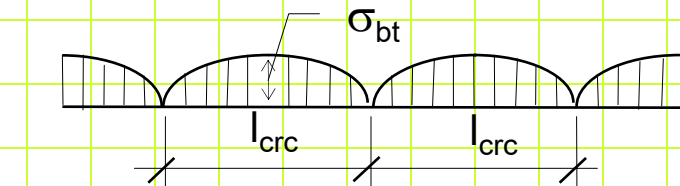
- Ứng suất trong BT chịu kéo:

Tại khe nứt $\sigma_{bt} = 0$. Lớn nhất tại khoảng giữa hai khe nứt và bằng σ_{bt} .



Trục trung hòa của dầm có dạng lượn sóng.

Để tính toán thay bằng trục trung hòa trung bình với chiều cao vùng nén trung bình \bar{x}



- Ứng suất trong BT thớ chịu nén ngoài cùng:

Tại vị trí khe nứt là lớn nhất và bằng σ_b .

Giá trị ứng suất trung bình của thớ BT chịu nén ngoài cùng: $\bar{\sigma}_s = \psi_s \cdot \sigma_s$; (9-7)

Giá trị ứng suất trung bình của thớ BT chịu nén ngoài cùng: $\bar{\sigma}_b = \psi_b \cdot \sigma_b$; (9-8)

- ψ_b : Hệ số xét đến sự biến dạng không đều của thớ BT chịu nén ngoài cùng

- ψ_s : Hệ số xét sự làm việc chịu kéo của BT nằm giữa hai khe nứt.

Chấp nhận giả thiết tiết diện phẳng đối với dầm có chiều cao vùng nén thì biến dạng tỉ đối trung bình của BT chịu nén ε_b và của cốt thép chịu kéo ε_a có quan hệ:

Chấp nhận giả thiết tiết diện phẳng đối với dầm có chiều cao vùng nén thì biến dạng tỉ đối trung bình của BT chịu nén ε_b và của cốt thép chịu kéo ε_a có quan hệ:

$$\left. \begin{aligned} \overline{\varepsilon_s} &= \frac{\sigma_s}{E_s} = \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}; \\ \overline{\varepsilon_b} &= \frac{\sigma_b}{E'_b} = \psi_b \cdot \frac{\sigma_b}{\nu \cdot E_b}; \end{aligned} \right\} (9-8)$$

ν : là hệ số đàn hồi của BT vùng nén. (TCXDVN 356:2005-Bảng 34 Tr.113)

Tại tiết diện có khe nứt, biểu đồ ứng suất trong BT vùng nén được xem là hình chữ nhật. Xét cân bằng nội - ngoại lực ta có ứng suất BT vùng nén và cốt thép A_s .

Tại tiết diện có khe nứt:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot Z}; \\ \sigma_b &= \frac{M}{A_b \cdot Z}; \end{aligned} \right\} (9-9)$$

Trong đó: - A_s : là diện tích cốt thép chịu kéo.

- A_b : là diện tích vùng bê tông chịu nén.

- Z : Cánh tay đòn nội lực ngẫu lực tại tiết diện có khe nứt.

Nếu tiết diện có cốt thép chịu nén A'_s thì qui đổi A'_s thành diện tích BT tương đương. Diện tích qui đổi của vùng BT chịu nén có xét đến biến dạng không đàn hồi của BT:

$$A_{b \text{ red}} = A_b + \frac{E_a}{E'_b} \cdot A'_s = A_b + \frac{\alpha}{\nu} \cdot A'_s; \quad (9-10)$$

$$\text{Khi đó: } \sigma_b = \frac{M}{A_{b \text{ red}} \cdot Z}; \quad (9-11)$$

9.1.2.4 Độ cong trực dầm và độ cứng của dầm trên đoạn có khe nứt trong vùng kéo:

Xét 1 đoạn dầm nằm giữa 2 khe nứt :

Khoảng cách 2 khe nứt bằng l_{crc} .

Chiều cao vùng nén x .

Chiều cao làm việc h_0 .

Bán kính cong r .

Qua B kẻ $DC//OA$; qua E kẻ $EF//DC$:

$$ED = \bar{\varepsilon}_b \cdot l_{crc}; \quad FG = (\bar{\varepsilon}_b + \bar{\varepsilon}_s) \cdot l_{crc};$$

Xét 2 tam giác đồng dạng OAB và EFG :

$$\frac{l_{crc}}{r} = \frac{(\bar{\varepsilon}_s + \bar{\varepsilon}_b) \cdot l_{crc}}{h_0} \Rightarrow \frac{1}{r} = \frac{(\bar{\varepsilon}_s + \bar{\varepsilon}_b)}{h_0}; \quad (9-12)$$

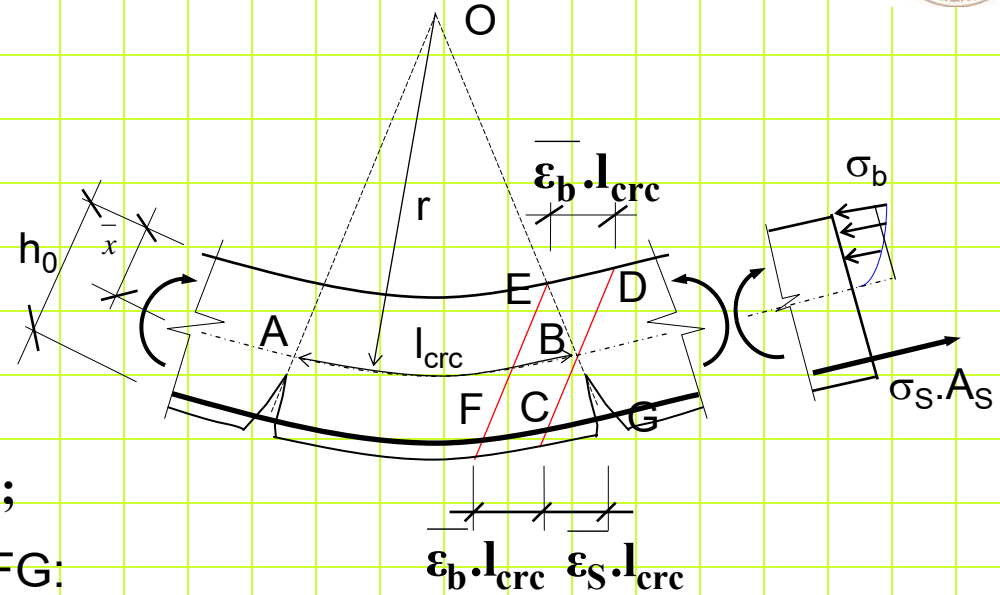
Thay (9 - 8), (9 - 9) vào (9 - 12) được:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 \cdot z} \left[\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{\psi_b}{\nu \cdot E_b \cdot A_{b \text{ red}}} \right]; \quad (9-13)$$

So sánh (9 - 13) với (9 - 2), ta có:

$$B = \frac{h_0 \cdot z}{\left(\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{\psi_b}{\nu \cdot E_b \cdot A_{b \text{ red}}} \right)}; \quad (9-14)$$

Độ cứng của dầm BTCT không những phụ thuộc vào đặc trưng hình học của TD mà còn phụ thuộc vào tải trọng và tính chất đàn hồi dẻo của BT ($A_{b \text{ red}}$ có x , ν , $\psi_b \dots$).



9.1.2.5 Độ cong của trục cầu kiện chịu kéo, nén lệch tâm:

Xét 1 đoạn cầu kiện chịu nén lệch tâm có khe nứt trong vùng kéo:

Nếu dịch chuyển lực dọc N về trọng tâm của cốt thép A_S thì đồng thời phải thêm một mô men:

$$M_S = N \cdot e; \quad (9 - 15)$$

Từ điều kiện cân bằng mô men với trục qua hợp lực của vùng BT chịu nén:

$$M_S - N \cdot z = \sigma_s \cdot A_S \cdot z;$$

Suy ra:
$$\sigma_s = \frac{M_S}{A_S \cdot z} + \frac{N}{A_S};$$

Sau khi xuất hiện khe nứt trong vùng kéo, theo quan hệ (9 - 7) có:

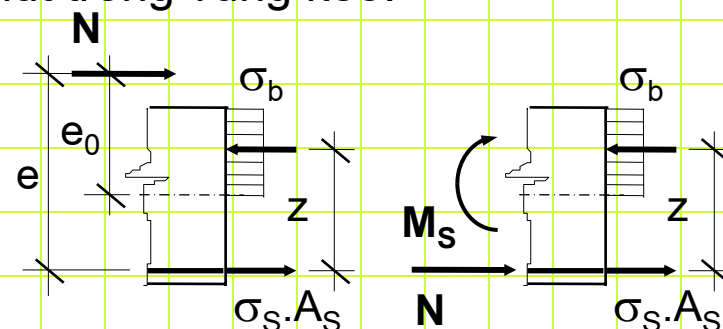
$$\varepsilon_s = \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{M_S \cdot \psi_s}{E_s \cdot A_S \cdot z} - \frac{N \cdot \psi_s}{E_s \cdot A_S}; \quad (9 - 16)$$

Từ điều kiện cân bằng mô men với trục qua trọng tâm của cốt thép A_S : $M_S = \sigma_b \cdot A_{b \text{ red}} \cdot z$;

Suy ra:
$$\sigma_b = \frac{M_S}{A_{b \text{ red}} \cdot z}; \Rightarrow \varepsilon_b = \psi_b \cdot \frac{\sigma_b}{\nu \cdot E_b} = \frac{M_S \cdot \psi_b}{\nu \cdot E_b \cdot A_{b \text{ red}} \cdot z}; \quad (9 - 17)$$

Thay (9 - 16), (9 - 17) vào (9 - 12) được:
$$\frac{1}{r} = \frac{M_S}{h_0 \cdot z} \left[\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_S} + \frac{\psi_b}{\nu \cdot E_b \cdot A_{b \text{ red}}} \right] - \frac{N \cdot \psi_s}{h_0 \cdot E_s \cdot A_S}; \quad (9 - 18)$$

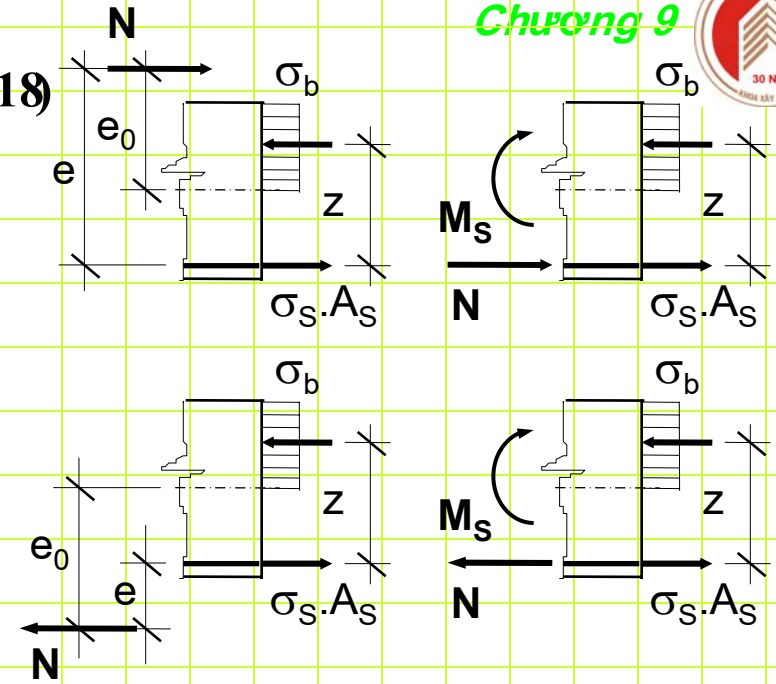
Hoặc có thể viết theo độ cứng của dầm:
$$\frac{1}{r} = \frac{M_S}{B} - \frac{N \cdot \psi_s}{h_0 \cdot E_s \cdot A_S}; \quad (9 - 19)$$



$$\frac{1}{r} = \frac{M_s}{h_0 \cdot z} \left[\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{\psi_b}{\nu \cdot E_b \cdot A_{bred}} \right] - \frac{N \cdot \psi_s}{h_0 \cdot E_s \cdot A_s}; \quad (9-18)$$

Hoặc:
$$\frac{1}{r} = \frac{M_s}{B} - \frac{N \cdot \psi_s}{h_0 \cdot E_s \cdot A_s}; \quad (9-19)$$

Lập luận tương tự cũng có được độ cong của cầu kiện chịu kéo lệch tâm theo (9 - 19) với quy ước dấu đại số của N là dấu “dương” (+) khi chịu nén và dấu “âm” (-) khi chịu kéo.



TCXDVN 356:2005-Điều 7.4.3.1 Tr.112:

Cầu kiện chịu uốn, nén lệch tâm, cũng như kéo lệch tâm:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 \cdot z} \left[\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{\psi_b}{\nu \cdot E_b \cdot A_{bred}} \right] - \frac{N_{tot} \cdot \psi_s}{h_0 \cdot E_s \cdot A_s}; \quad (9-19a)$$

M– mô men đối với trục thẳng góc với mặt phẳng tác dụng của mô men và đi qua trọng tâm tiết diện cốt thép S, do tất cả các ngoại lực đặt ở một phía của tiết diện đang xét và do ứng lực nén trước P gây ra;

N_{tot} – hợp của lực dọc N và ứng lực nén trước P (khi kéo lệch tâm lực N lấy với dấu "trừ").

Đối với cầu kiện không có cốt thép căng, lực P cho phép lấy bằng không.

9.1.2.6 Tính các đặc trưng trong B:

a) Tính diện tích quy đổi của vùng BT chịu nén $A_{b\text{ red}}$:

Diện tích BT chịu nén quy đổi (có cốt thép chịu nén trong TD chữ T):

$$A_{b\text{ red}} = (b'_f - b) \cdot h'_f + \frac{\alpha}{\nu} \cdot A'_S + b \cdot x; \quad (9-20)$$

TCXDVN 356:2005-Điều 7.4.3.2 Tr.113 cho phép tính x:

Giá trị ξ được tính theo:
$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5 \cdot (\delta + \lambda)}{10 \cdot \mu \cdot \alpha}} \pm \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \cdot \frac{e}{h_0} \mp 5} \leq 1,0; \quad (9-21)$$

Số hạng thứ hai của vế phải công thức (9-21), lấy dấu phía trên khi lực N là nén, lấy dấu phía dưới khi lực N là kéo (xem 7.4.3.1).

β - hệ số, lấy như sau:

- + đối với bê tông nặng và bê tông nhẹ: 1,8
- + đối với bê tông hạt nhỏ: 1,6
- + đối với bê tông rỗng và bê tông tổ ong: 1,4

$$\delta = \frac{M}{b \cdot h_0^2 \cdot R_{b,ser}}; \quad (9-22) \quad \varphi_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f + \frac{\alpha}{2 \cdot \nu} A'_S}{b \cdot h_0}; \quad (9-23)$$

$$\lambda = \varphi_f \cdot \left(1 - \frac{h'_f}{2 \cdot h_0} \right); \quad (9-24)$$

e – độ lệch tâm của lực N đối với trọng tâm tiết diện cốt thép A_S , tương ứng với mô men M (xem mục 9.1.2.2).

b) Tính cánh tay đòn của nội ngẫu lực z:

Nếu giả thiết sơ đồ ứng suất của miền BT chịu nén là hình chữ nhật:

$$z = \frac{S_{b \text{ red}}}{A_{b \text{ red}}} = \frac{S_b + \frac{\alpha}{\nu} \cdot A'_S \cdot (h_0 - a')}{(\varphi_f + \xi) \cdot b \cdot h_0}; \quad (9-25)$$

$$z = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f \cdot \left(h_0 - \frac{h'_f}{2}\right) + b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + \frac{\alpha}{\nu} \cdot A'_S \cdot (h_0 - a')}{(\varphi_f + \xi) \cdot b \cdot h_0};$$

Sau khi biến đổi có được:
$$z = h_0 \cdot \left[1 - \frac{\frac{h'_f}{h_0} \cdot \varphi_f + \xi^2}{2 \cdot (\varphi_f + \xi)} \right]; \quad (9-26)$$

c) Tính ψ_S :

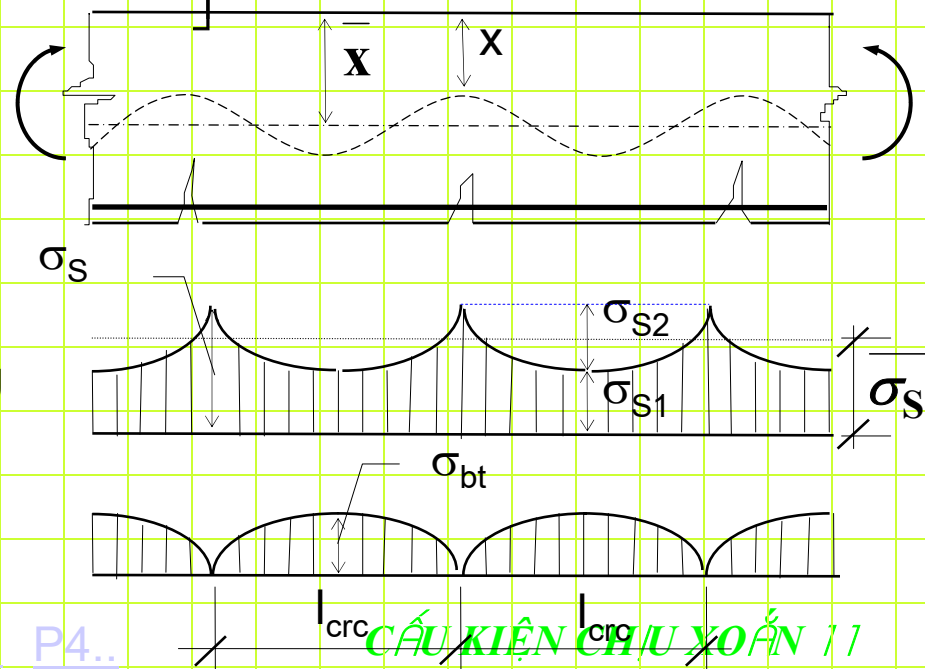
Có:
$$\psi_S = \frac{\overline{\sigma_S}}{\sigma_S};$$

Từ sơ đồ ứng suất bên, có thể viết:

$$\overline{\sigma_S} = \sigma_S - \omega \cdot \sigma_{S2};$$

ω Hệ số điều chỉnh biểu đồ ứng suất trong cốt thép giữa 2 khe nứt.

$$\Rightarrow \psi_S = 1 - \omega \cdot \frac{\sigma_{S2}}{\sigma_S} = 1 - \omega \cdot \left(\frac{\sigma_S - \sigma_{S1}}{\sigma_S} \right);$$





c) Tính ψ_s :

Có: $\psi_s = \frac{\sigma_s}{\sigma_s}$;

Từ sơ đồ ứng suất bên, có thể viết:

$$\bar{\sigma}_s = \sigma_s - \omega \cdot \sigma_{s2};$$

ω Hệ số điều chỉnh biểu đồ ứng suất trong cốt thép giữa 2 khe nứt.

$$\Rightarrow \psi_s = 1 - \omega \cdot \frac{\sigma_{s2}}{\sigma_s} = 1 - \omega \cdot \left(\frac{\sigma_s - \sigma_{s1}}{\sigma_s} \right);$$

Từ điều kiện cân bằng giữa nội lực và ngoại lực ở trạng thái đang xét có được:

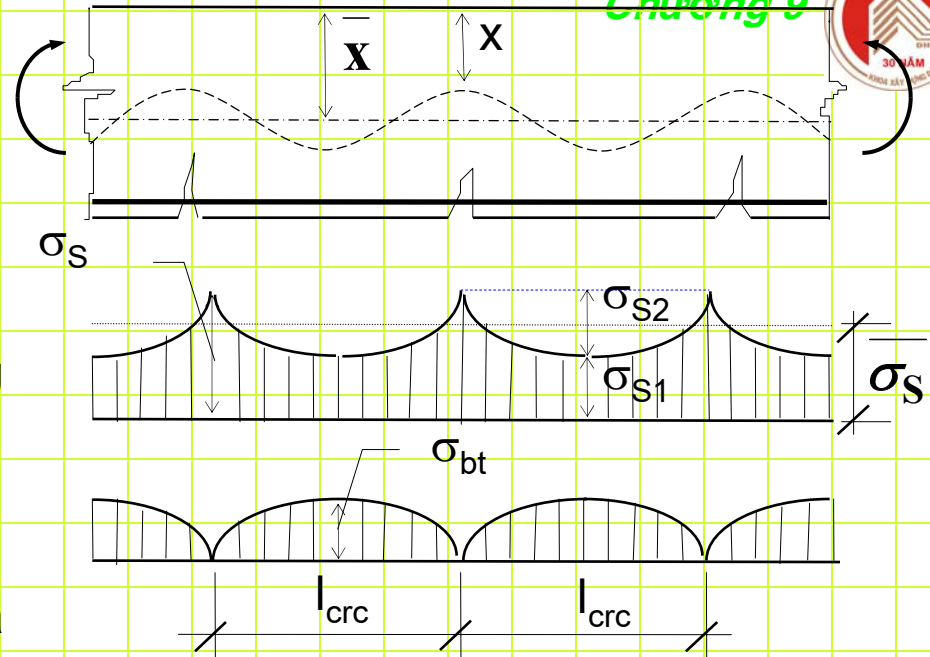
$$\psi_s = 1 - \omega \cdot \frac{M_b}{M}; \quad (9-27)$$

***Cấu kiện chịu uốn:** $\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \cdot \frac{R_{bt,ser} \cdot W_{pl}}{M} \leq 1,0; \quad (9-28a)$

***CK chịu kéo, nén lệch tâm:** $\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \cdot \varphi_m - \frac{1}{(3,5 - 1,8 \cdot \varphi_m) \cdot \frac{e}{h_0}} \leq 1,0; \quad (9-28b)$

Trong đó: $\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} \cdot W_{pl}}{M_r} \leq 1,0; \quad (9-29)$

Và không chế: $\frac{e}{h_0} \geq \frac{1,2}{\varphi_{ls}}; \quad (9-30)$



9.1.3 Tính độ võng:

9.1.3.1 Độ cong toàn phần:

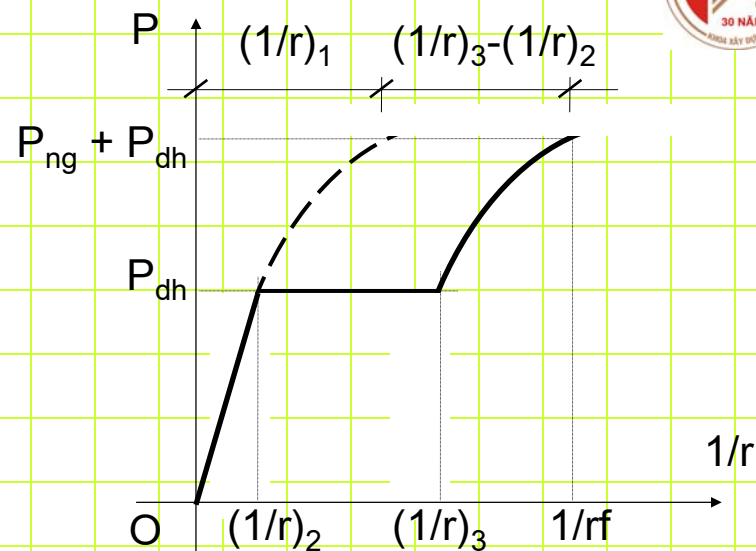
Có thể giải thích độ cong toàn phần $1/r$ bằng đồ thị:

TCXDVN 356:2005-Điều 7.4.3.4 Tr.115 qui định:

Độ cong toàn phần đối với các đoạn có vết nứt trong vùng chịu kéo cần được xác định theo công thức:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3; \quad (9-31)$$

- $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ độ cong do tác dụng ngắn hạn của toàn bộ tải trọng;
- $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ độ cong do tác dụng ngắn hạn của tải trọng thường xuyên và tạm thời dài hạn;
- $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ độ cong do tác dụng dài hạn của tải trọng thường xuyên và tạm thời dài hạn;



9.1.3.2 Tính độ võng:

TCXDVN 356:2005-Điều 7.4.4.1 Tr.116 qui định:

Độ võng do biến dạng uốn gây ra được xác định theo công thức:

$$f_m = \int_0^l \overline{M}_x \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_x dx; \quad (9-32)$$

9.1.3.2 Tính độ võng:

TCXDVN 356:2005-Điều 7.4.4.1 Tr.116 qui định:

Độ võng do biến dạng uốn gây ra được xác định theo công thức:

$$f_m = \int_0^l \overline{M_x} \cdot \left(\frac{1}{r} \right)_x dx; \quad (9-32)$$

– $\overline{M_x}$ mô men uốn tại tiết diện x do tác dụng của lực đơn vị đặt theo hướng chuyển vị cần xác định của cấu kiện tại tiết diện x trên chiều dài nhịp cần tìm độ võng;

– $\left(\frac{1}{r} \right)_x$ độ cong toàn phần tại tiết diện x do tải trọng gây nên độ võng cần xác định; giá trị được xác định tương ứng với những đoạn không có và có vết nứt; dấu của được lấy phù hợp với biểu đồ độ cong.

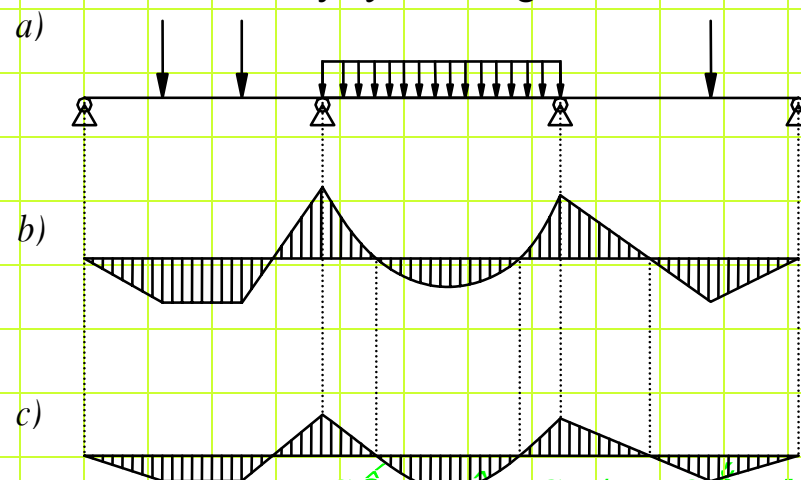
Đối với cấu kiện (không đặt cốt thép căng) chịu uốn có tiết diện không đổi, có vết nứt, trên từng đoạn mô men uốn không đổi dấu, cho phép tính độ cong đối với tiết diện có ứng suất lớn nhất, độ cong của các tiết diện còn lại trên đoạn đó được lấy tỷ lệ với giá trị mô men uốn (Hình vẽ).

Biểu đồ mô men uốn và độ cong đối với cấu kiện bê tông cốt thép có tiết diện không đổi

a – sơ đồ tải trọng;

b – biểu đồ mô men uốn;

c – biểu đồ độ cong;



9.2. TÍNH TOÁN NÚT:

9.2.1 Khái niệm chung:

Cấp công trình xây dựng theo khả năng chống nứt:

Cấp I: Không cho phép xuất hiện vết nứt.

Cấp II: Cho phép có vết nứt ngắn hạn với bề rộng hạn chế. Khi tải trọng ngắn hạn thôi tác dụng thì khe nứt phải được khép kín lại.

Cấp III: Cho phép nứt với bề rộng khe nứt hạn chế.

9.2.2 Tính toán về sự hình thành khe nứt:

9.2.2.1 Cấu kiện chịu kéo trung tâm:

Nội lực mà TD chịu được ngay trước khi xuất hiện khe nứt được xác định từ điều kiện cân bằng các lực lên trục cấu kiện với:

-Ứng suất trên TD BT: $R_{bt, ser}$;

-Ứng suất trong cốt thép: $= E_s \cdot 2 \cdot R_{bt, ser} / E_b = 2 \cdot \alpha R_{bt, ser}$;

Tính toán cấu kiện bê tông cốt thép chịu lực kéo đúng tâm N cần được tiến hành theo điều kiện:

$$N \leq N_{crc} = A \cdot R_{bt, ser} + A_s \cdot 2 \cdot \alpha R_{bt, ser} = R_{bt, ser} \cdot (A + 2 \cdot \alpha \cdot A_s); \quad (9 - 33)$$

9.2.2.2 Cấu kiện chịu uốn:

9.2.2.2 Cấu kiện chịu uốn:

Trên cơ sở giả thiết TD phẳng và biến dạng của thớ chịu kéo ngoài cùng là

$\varepsilon_{bt}^* = 2.R_{bt,ser} / E_b$ có được:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_b &= 2.R_{bt,ser} \cdot \frac{x}{h-x}; \\ \sigma'_S &= 2.R_{bt,ser} \cdot \alpha \cdot \frac{x-a'}{h-x}; \\ \sigma_S &= 2.R_{bt,ser} \cdot \alpha \cdot \frac{h-x-a}{h-x}; \end{aligned} \right\} (9-34)$$

Chiều cao vùng BT chịu nén x:

$$S'_{b0} + \alpha.S'_{s0} - \alpha.S_{s0} = \frac{(h-x).A_{bt}}{2}; \quad (9-35)$$

Trong đó:

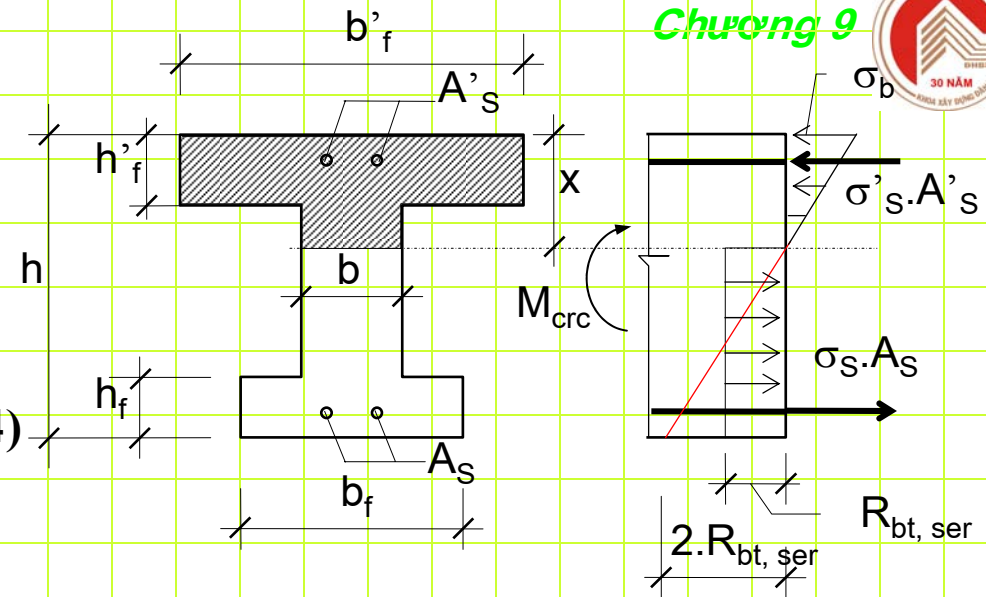
S'_{b0}, S_{b0} mômen tĩnh của diện tích tiết diện tương ứng của vùng bê tông chịu nén và chịu kéo đối với trục trung hòa;

S_{s0}, S'_{s0} mômen tĩnh của diện tích tiết diện cốt thép tương ứng A_S và A'_S đối với trục trung hòa;

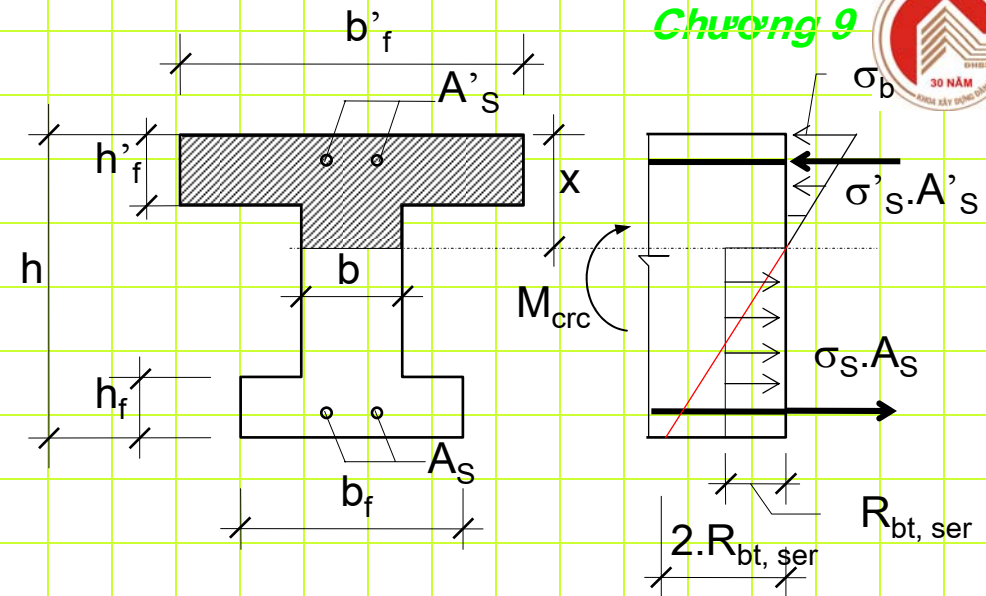
Với TD chữ I chiều cao vùng nén sẽ là:

$$\xi = \frac{x}{h} = 1 - \frac{b.h + 2 \cdot \left(1 - \frac{h'_f}{0,5.h}\right) \cdot A'_f + 2 \cdot \left(1 - \frac{a'}{h}\right) \cdot \alpha \cdot A'_S}{2A_{red} - A_f}; \quad (9-36)$$

Trong đó: $A'_f = (b'_f - b).h'_f$; $A_f = (b_f - b).h_f$; $A_{red} = b.h + A'_f + A_f + \alpha.(A_S + A'_S)$;



9.2.2.2 Cấu kiện chịu uốn:



Viết phương trình cân bằng mô men với trục trung hòa có được:

$$\sum M_0 = 0; \Rightarrow M_{crc} = \sigma'_s \cdot A'_s \cdot (x - a) + \int_{A_{bc}} \sigma_{bz} \cdot z \cdot dA + R_{bt,ser} \cdot A_{bt} \cdot \frac{S_{b0}}{A_{bt}} + \sigma_s \cdot A_s \cdot (h - x - a);$$

Thay các biểu thức của ứng suất theo (9 - 34) vào phương trình trên có:

$$M_{crc} = \left[\frac{2(I_{b0} + \alpha \cdot I_{s0} + \alpha \cdot I'_{s0})}{h - x} + S_{b0} \right] \cdot R_{bt,ser}; \quad (9 - 37)$$

Công thức (9 - 37) có thể viết lại: $M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl}; \quad (9 - 38)$

Gọi W_{pl} là Mô men kháng uốn của tiết diện quy đổi đối với trục chịu kéo ngoài cùng (có kể đến biến dạng không đàn hồi của bê tông vùng chịu kéo):

$$W_{pl} = \frac{2(I_{b0} + \alpha \cdot I_{s0} + \alpha \cdot I'_{s0})}{h - x} + S_{b0}; \quad (9 - 39)$$

Vậy điều kiện để cấu kiện chịu uốn không bị nứt là: $M \leq M_{crc};$

9.2.2.3 Cấu kiện chịu nén lệch tâm:

Nếu chuyển lực dọc N về đỉnh 2 của lõi thì phải thêm một mô men:

$$M_r = N \cdot (e_0 - r); \quad (9 - 40)$$

Lực dọc N ở đỉnh lõi không gây ứng suất kéo, vậy chỉ có M_r gây ứng suất kéo σ_{bt} .

Với vật liệu đàn hồi:

$$\sigma_{bt} = \frac{M_r}{W_{red}} \Rightarrow M_r = N \cdot (e_0 - r) = \sigma_{bt} W_{red}; \quad (9 - 41)$$

Khi σ_{bt} đạt $R_{bt, ser}$ và phát triển biến dạng dẻo thì $\sigma_{bt} \cdot W_{red}$ đạt giá trị $R_{bt, ser} \cdot W_{pl}$.

Vậy để cấu kiện không bị nứt thì: $M_r = N \cdot (e_0 - r) \leq R_{bt, ser} \cdot W_{pl}$;

$$\text{Hay } M = N \cdot e_0 \leq R_{bt, ser} \cdot W_{pl} + N \cdot r; \quad (9 - 42)$$

9.2.2.4 Cấu kiện chịu kéo lệch tâm:

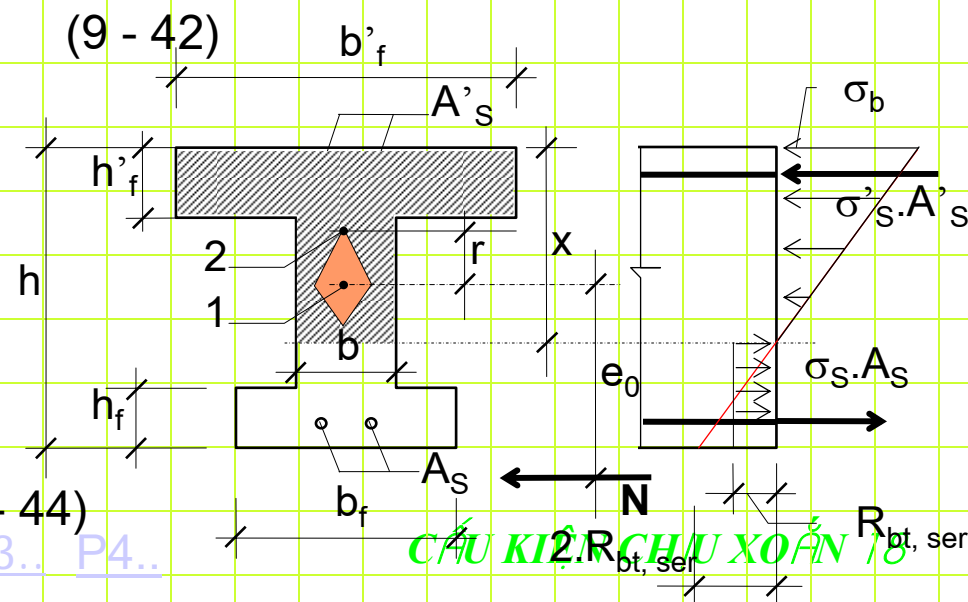
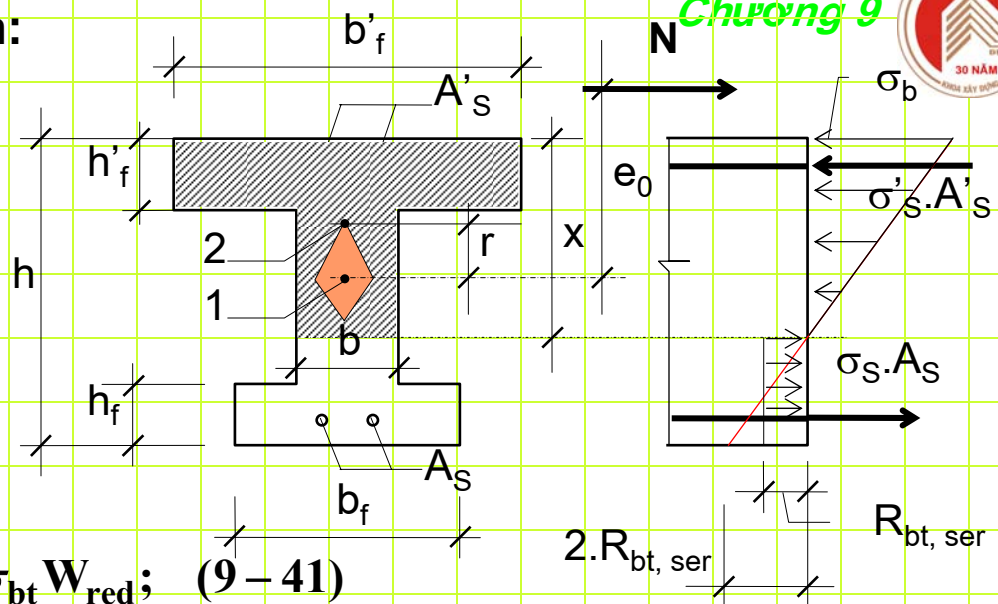
ứng suất kéo σ_{bt} do mô men M_r gây ra với:

$$M_r = N \cdot (e_0 + r); \quad (9 - 43)$$

Vậy để cấu kiện không bị nứt thì:

$$M_r \leq R_{bt, ser} \cdot W_{pl};$$

$$\text{Hay } M = N \cdot e_0 \leq R_{bt, ser} \cdot W_{pl} - N \cdot r; \quad (9 - 44)$$



TCXDVN 356:2005-Điều 7.1.2.4 Tr.98 qui định:

Tính toán cấu kiện chịu uốn, nén lệch tâm, cũng như kéo lệch tâm theo sự hình thành vết nứt được thực hiện theo điều kiện: $M_r \leq M_{crc}$; (127)

trong đó:

M_r – mô men do các ngoại lực nằm ở một phía tiết diện đang xét đối với trục song song với trục trung hòa và đi qua điểm lõi cách xa vùng chịu kéo của tiết diện hơn cả;

M_{crc} – mô men chống nứt của tiết diện thẳng góc với trục dọc cấu kiện khi hình thành vết nứt, được xác định theo công thức: $M_{crc} = R_{bt, ser} \cdot W_{pl} \pm M_{rp}$; (128)

M_{rp} – mô men do ứng lực P đối với trục dùng để xác định M_r ; dấu của mô men được xác định dựa vào hướng quay ("cộng" khi hướng quay của M_{rp} và M_r là ngược nhau, "trừ" khi chúng trùng nhau).

ứng lực P được xem là:

+đối với cấu kiện ứng lực trước: ngoại lực nén;

+đối với cấu kiện không ứng lực trước: ngoại lực kéo và được xác định theo công thức (8), trong đó giá trị của σ_s và σ'_s trong các cốt thép không căng lấy bằng giá trị tổn hao do co ngót của bê tông theo mục 8 của bảng 6 (như đối với cốt thép kéo trước trên bề);

Giá trị M_r được xác định như sau:

+đối với cấu kiện chịu uốn (Hình 21a): $M_r = M$; (129)

+đối với cấu kiện chịu nén lệch tâm (Hình 21b): $M_r = N \cdot (e_0 - r)$ (130)

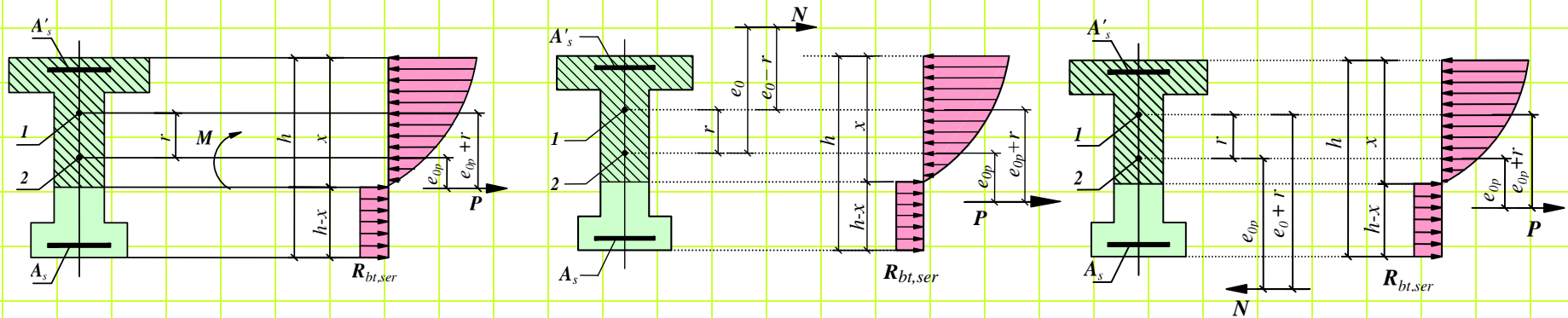
+đối với cấu kiện chịu kéo lệch tâm (Hình 21c): $M_r = N \cdot (e_0 + r)$ (131)

Giá trị M_{rp} được xác định như sau:

- Khi tính toán theo sự hình thành vết nứt trong vùng tiết diện chịu kéo do ngoại lực, nhưng chịu nén do lực nén trước (Hình 21), xác định theo công thức:

$$M_{rp} = P \cdot (e_{0P} + r) \quad (132)$$

- Khi tính toán theo sự hình thành vết nứt trong vùng chịu kéo của tiết diện do lực nén trước (Hình 22), xác định theo công thức: $M_{rp} = P \cdot (e_{0P} - r)$ (133)



9.2.2.5 Khoảng cách từ trọng tâm tiết diện quy đổi đến điểm lõi: *Chương 9*

r - Khoảng cách từ trọng tâm tiết diện quy đổi đến điểm lõi xa vùng chịu kéo hơn cả đang được kiểm tra sự hình thành vết nứt:

+đối với các cấu kiện chịu nén lệch tâm, các cấu kiện ứng lực trước chịu uốn cũng như chịu kéo lệch tâm, nếu thỏa mãn điều kiện: $N \geq P$ (134)

thì giá trị được xác định theo công thức:
$$r = \varphi \cdot \frac{W_{red}}{A_{red}}; \quad (135)$$

+đối với cấu kiện chịu kéo lệch tâm, nếu không thỏa mãn điều kiện (134) thì được xác định theo công thức:

$$r = \frac{W_{pl}}{A + 2 \cdot \alpha \cdot (A_s + A'_s)}; \quad (136)$$

+đối với cấu kiện chịu uốn không có cốt thép căng, được xác định theo công thức:

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}}; \quad (137)$$

Trong các công thức (135) và (136): $0,7 \leq \varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} \leq 1,0; \quad (138)$

ở đây: σ_b – ứng suất lớn nhất trong vùng chịu nén của bê tông do ngoại lực và ứng lực trước, được tính như đối với vật thể đàn hồi theo tiết diện quy đổi;

9.2.3 Tính toán theo sự mở rộng khe nứt:

9.2.3.1 Công thức tổng quát tính bề rộng khe nứt thẳng góc:

Theo quan hệ hình học có: $\overline{\varepsilon}_S \cdot l_{crc} = a_{crc} + \Delta_{bt}$;

Trong đó:

- Biến dạng kéo trung bình của cốt dọc.

$$\overline{\varepsilon}_S = \frac{\sigma_S}{E_S} = \psi_S \cdot \frac{\sigma_S}{E_S};$$

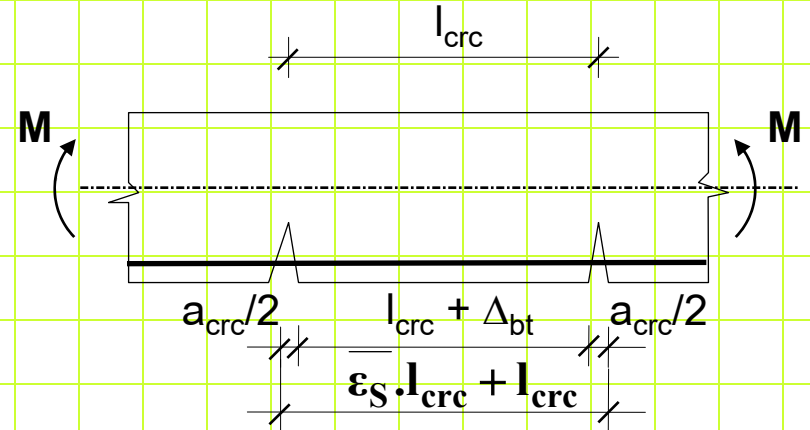
- l_{crc} Khoảng cách giữa 2 khe nứt.

- a_{crc} Bề rộng khe nứt.

- Δ_{bt} : Độ dãn của thớ BT ở ngang trọng tâm cốt dọc.

Vì độ dãn Δ_{bk} của BT chịu kéo rất bé so với độ dãn của cốt dọc có thể bỏ qua. Vậy:

$$a_{crc} = \overline{\varepsilon}_S \cdot l_{crc} = \psi_S \cdot \frac{\sigma_S}{E_S} \cdot l_{crc}; \quad (9-45)$$



9.2.3.2 Tính khoảng cách giữa các khe nứt l_{crc} :



Xét một đoạn dầm chịu uốn thuần túy với M tăng dần:

Khi ứng suất kéo trong BT đạt tới R_{bt} thì khe nứt đầu tiên xuất hiện tại TD nào mà BT chịu kéo kém nhất. Thí dụ tại tiết diện (1) chẳng hạn. Tại TD có khe nứt ứng suất trong cốt thép σ_{S1} , ứng suất trong BT vùng kéo bằng không. Càng xa vết nứt do sự dính kết giữa BT và cốt thép BT tham gia chịu kéo và ứng suất trong BT tăng dần, đến TD mà ứng suất kéo trong BT đạt R_{bt} sắp xuất hiện khe nứt mới, thí dụ khe nứt (2). Khoảng cách từ TD có khe nứt đầu tiên (1) đến TD sắp xuất hiện khe nứt (2) là l_{crc} .

9.2.3.2 Tính khoảng cách giữa các khe nứt l_{crc} :

Khoảng cách từ TD có khe nứt đầu tiên (1) M đến TD sắp xuất hiện khe nứt (2) là l_{crc} .

Để xác định l_{crc} xét điều kiện cân bằng của đoạn cốt thép giới hạn bởi 2 TD (1) & (2).

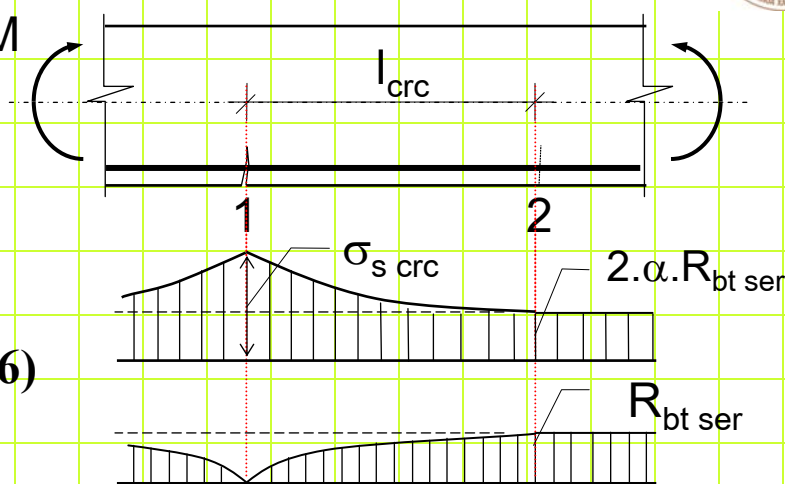
Phương trình cân bằng:

$$\sigma_{s, crc} \cdot A_s = 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt, ser} \cdot A_s + \tau \cdot S \cdot l_{crc}; \quad (9-46)$$

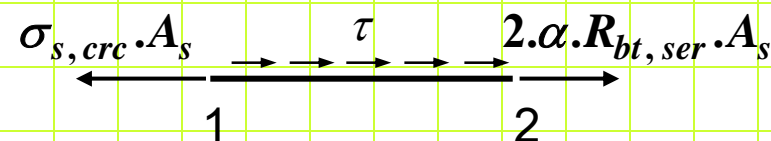
Trong đó:

- τ : Ứng suất dính trung bình trên đoạn l_{crc} .
- S : Chu vi cốt thép.

Suy ra $l_{crc} = \frac{(\sigma_{s, crc} - 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt, ser}) \cdot A_s}{\tau \cdot S}; \quad (9-47)$



Sơ đồ ứng suất của cốt thép và BT sau khi xuất hiện khe nứt đầu tiên.



9.2.3.3 Tính bề rộng khe nứt thẳng góc theo tiêu chuẩn thiết kế:

TCXDVN 356:2005-Điều 7.2.2.1 Tr.104 qui định:

Bề rộng vết nứt thẳng góc với trục dọc cấu kiện, mm, được xác định theo công thức:

$$a_{crc} = \delta \cdot \varphi_l \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt[3]{d}; \quad (147)$$

trong đó:

δ – hệ số, lấy theo cấu kiện (uốn, nén, kéo..)

φ_l – hệ số, lấy theo loại tải trọng (tạm thời ngắn hạn, tạm thời dài hạn, thường xuyên, lặp)

9.2.3.3 Tính bề rộng khe nứt thẳng góc theo tiêu chuẩn thiết kế: *Chương 9*

TCXDVN 356:2005-Điều 7.2.2.1 Tr.104 qui định:

Bề rộng vết nứt thẳng góc với trục dọc cấu kiện, mm, được xác định theo công thức:

$$a_{crc} = \delta \cdot \varphi_1 \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt[3]{d}; \quad (147)$$

trong đó:

δ – hệ số, lấy theo cấu kiện (uốn, nén, kéo..)

φ_1 – hệ số, lấy theo loại tải trọng (tạm thời ngắn hạn, tạm thời dài hạn, thường xuyên, lặp)

η – hệ số, lấy theo loại cốt thép (thép thanh có gờ, thép thanh tròn trơn, cốt thép sợi hoặc cáp)

σ_s – ứng suất trong các thanh cốt thép A_s lớp ngoài cùng hoặc (khi có ứng lực trước) số gia ứng suất do tác dụng của ngoại lực;

μ – hàm lượng cốt thép của tiết diện nhưng không lớn hơn 0,02;

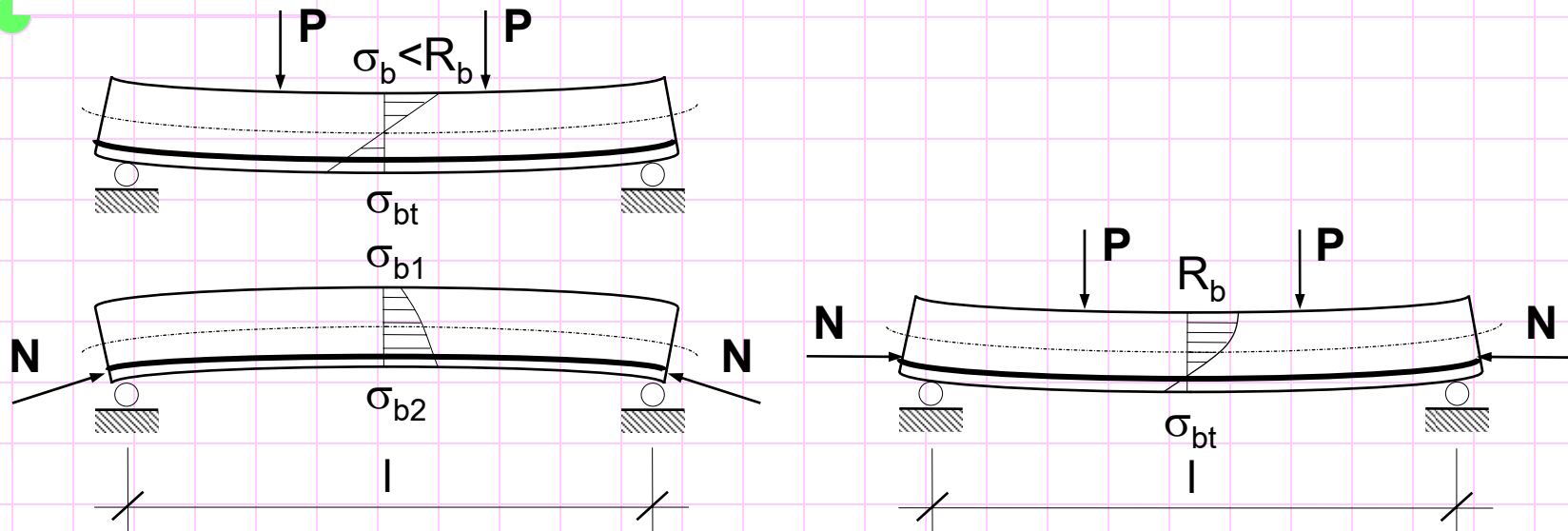
d – đường kính cốt thép, mm.

Đối với cấu kiện có yêu cầu chống nứt cấp 2, bề rộng vết nứt được xác định với tổng tải trọng thường xuyên, tạm thời dài hạn và tạm thời ngắn hạn với hệ số $\varphi_1 = 1,0$.

Đối với cấu kiện có yêu cầu chống nứt cấp 3, bề rộng vết nứt dài hạn được xác định với tác dụng của tải trọng thường xuyên, tạm thời dài hạn với hệ số $\varphi_1 > 1,0$. Bề rộng vết nứt ngắn hạn được xác định như tổng của bề rộng vết nứt dài hạn và số gia bề rộng vết nứt do tác dụng của tải trọng tạm thời ngắn hạn với hệ số $\varphi_1 = 1,0$;

10.1. Khái niệm chung:

Xét một dầm nhịp đơn: đặt vào lực nén trước N và tải trọng sử dụng P .



Dưới tác dụng của tải P ở mép dưới của dầm xuất hiện ứng suất kéo.

Ngược lại, do lực nén N ở mép dưới có ứng suất nén, làm giảm hoặc triệt tiêu ứng suất kéo do tải trọng.

Để dầm không bị nứt thì ứng suất tổng cộng ở mép dưới $\sigma_{bt} \leq R_{bt}$.

Để tạo ra và duy trì lực nén trước N , người ta căng cốt thép rồi gắn chặt vào BT (nhờ lực dính hoặc neo). **Như vậy trước khi chịu tải, cốt thép đã được căng còn trong BT đã có nén trước.**



Ưu, nhược điểm của BTCT ULT:

- Ưu điểm:

Dùng được thép có cường độ cao: sẽ tiết kiệm từ 10-80% lượng thép.

Khả năng chống nứt cao hơn (do đó khả năng chống thấm tốt hơn).

Có độ cứng lớn hơn (do đó độ võng, biến dạng bé, tính chống mỏi cao, chịu tải trọng động tốt).

Mở rộng phạm vi sử dụng kết cấu BTCT. ([Hình ảnh minh họa](#))

- Nhược điểm:

Ứng lực trước có thể gây ứng suất kéo ở phía đối diện làm nứt BT.

Đòi hỏi thiết bị đặc biệt, công nhân lành nghề, có sự kiểm soát chặt chẽ về kỹ thuật, phải đảm bảo an toàn lao động cao..



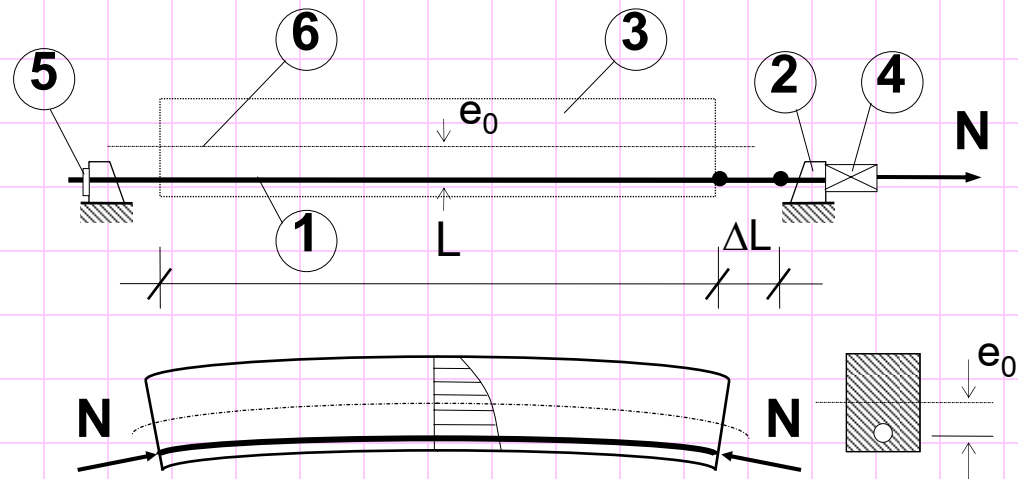
10.2. Các phương pháp tạo ứng lực trước:

10.2.1 PP căng trước (căng trên bê):

Cốt thép ULT được neo một đầu cố định vào bê, đầu kia được kéo căng với lực N . Cốt thép được kéo trong giới hạn đàn hồi, độ giãn dài là ΔL . Khi đó đầu còn lại sẽ được cố định vào bê.

Sơ đồ PP căng trước:

1. Cốt thép ULT.
2. Bê căng.
3. Ván khuôn.
4. Th.bị căng thép.
5. Th.bị cố định.
6. Trụ trung hòa.



Ghép ván khuôn, đặt cốt thép thường rồi đổ BT. Đợi BT đạt cường độ cần thiết R_{bP} thì buông cốt thép: cốt thép ULT sẽ có xu hướng co lại, thông qua lực dính hoặc các neo BT sẽ bị nén với lực N bằng lực đã dùng để căng cốt thép.

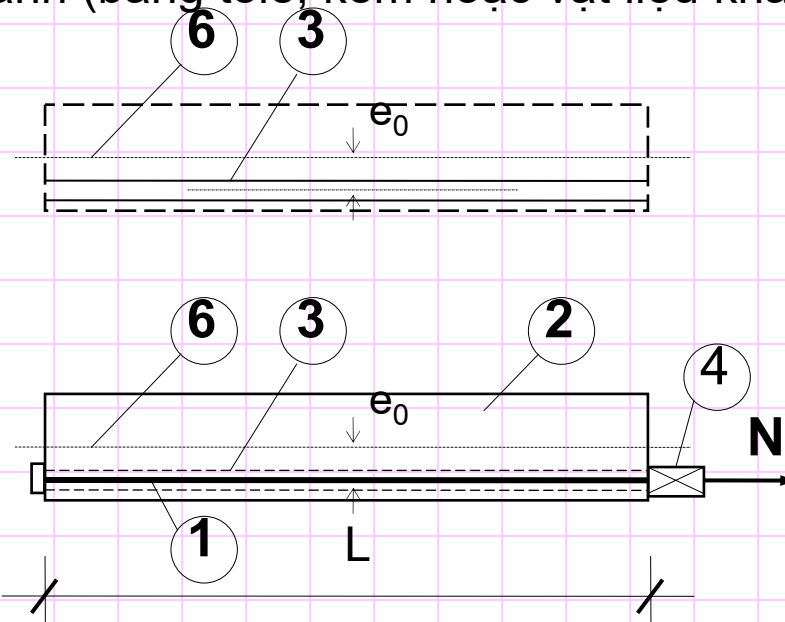
Phương pháp căng trước thuận lợi với các cấu kiện vừa và nhỏ được sản xuất hàng loạt.

10.2.2 Phương pháp căng sau (căng trên BT):

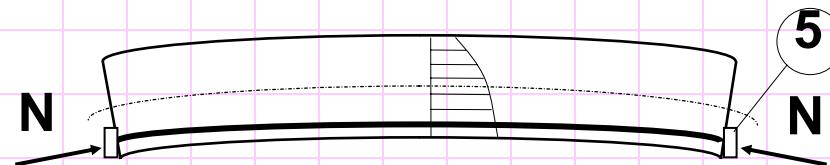
Đặt cốt thép thường và các ống tạo rãnh (bằng tole, kẽm hoặc vật liệu khác) rồi đổ BT.

Sơ đồ PP căng sau:

1. Cốt thép ULT.
2. Cấu kiện BTCT.
3. Ống rãnh.
4. Th.bị căng thép.
5. Thiết bị neo.
6. Trụ trung hòa.



Khi BT đạt cường độ cần thiết R_{bP} tiến hành căng cốt thép ULT với trị số ứng suất quy định.



Sau khi căng cốt thép được neo vào đầu cấu kiện, bơm vữa vào lấp kín các ống rãnh để tạo lực dính và bảo vệ cốt thép.

Phương pháp căng sau thích hợp với các cấu kiện lớn hoặc phải đổ tại chỗ.

(Hình ảnh minh họa)



10.2.3 Vật liệu:

Chương 10



10.2.3.1 **Bê tông và vữa:**

- Bê tông: Chọn cấp độ bền của BT phụ thuộc dạng, loại và đường kính cốt thép ULT, có dùng neo hay không dùng neo, phụ thuộc cường độ cần thiết khi bắt đầu gậy ULT, phụ thuộc loại và mức độ tải trọng tác dụng lên cấu kiện.
- Vữa dùng để lấp kín các khe thi công, các mối nối các cấu kiện lắp ghép, làm lớp bảo vệ cốt thép và neo:
- Vữa dùng để bơm vào các ống rãnh phải có độ linh động cao (dễ chảy..), ít co ngót.

10.2.3.2 **Cốt thép:**

Dùng thép cường độ cao. Tốt nhất là dùng sợi thép cường độ cao.

Thường dùng các bó sợi 3 sợi, 7 sợi.. có thể bện hoặc không bện.

Có thể dùng cốt thép thanh có gờ cường độ cao như thép cán nóng A-IV, thép gia công nhiệt AT-IV trở lên.

Khi chiều dài $\leq 12\text{m}$ nên dùng thép thanh, $\geq 12\text{m}$ dùng loại dây cáp hoặc bó sợi thép cường độ cao.

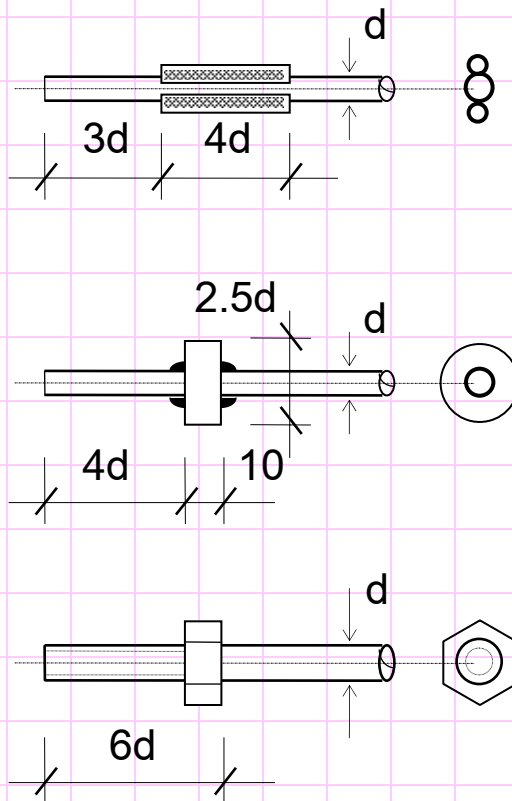
10.2.4 Các loại thiết bị neo:

10.2.4.1 Thiết bị neo trong PP căng trước:

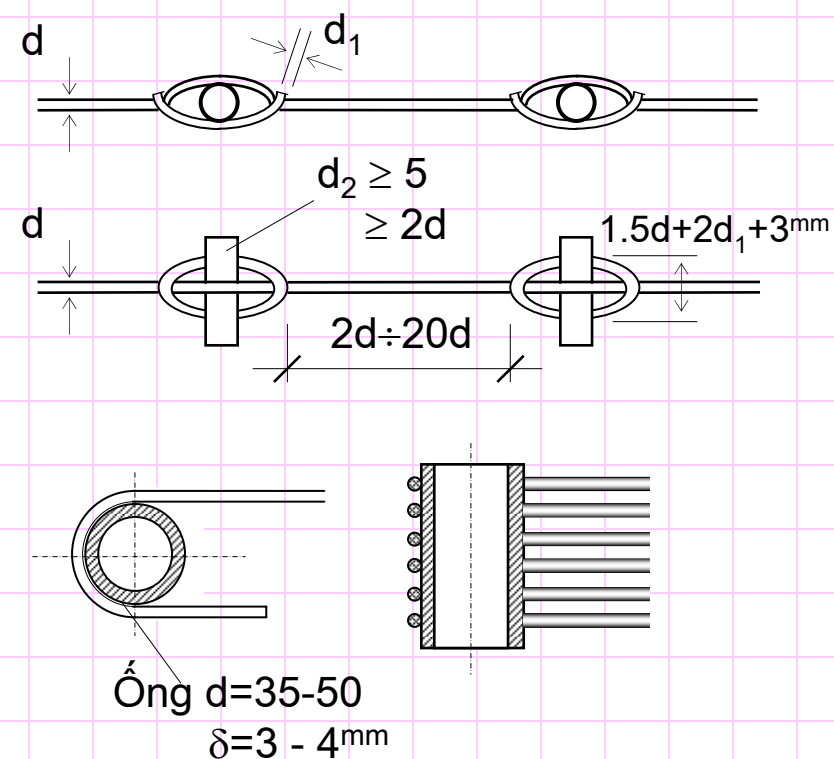
Trong PP căng trước, sự truyền lực giữa BT và cốt thép chủ yếu thông qua lực dính. Để tăng thêm lực dính ở 2 đầu có cấu tạo các mẫu neo đặc biệt:

- Với thép thanh có thể hàn thêm các đoạn thép ngắn hay vòng đệm, hoặc tạo ren các gờ xoắn ốc.

Neo thép thanh



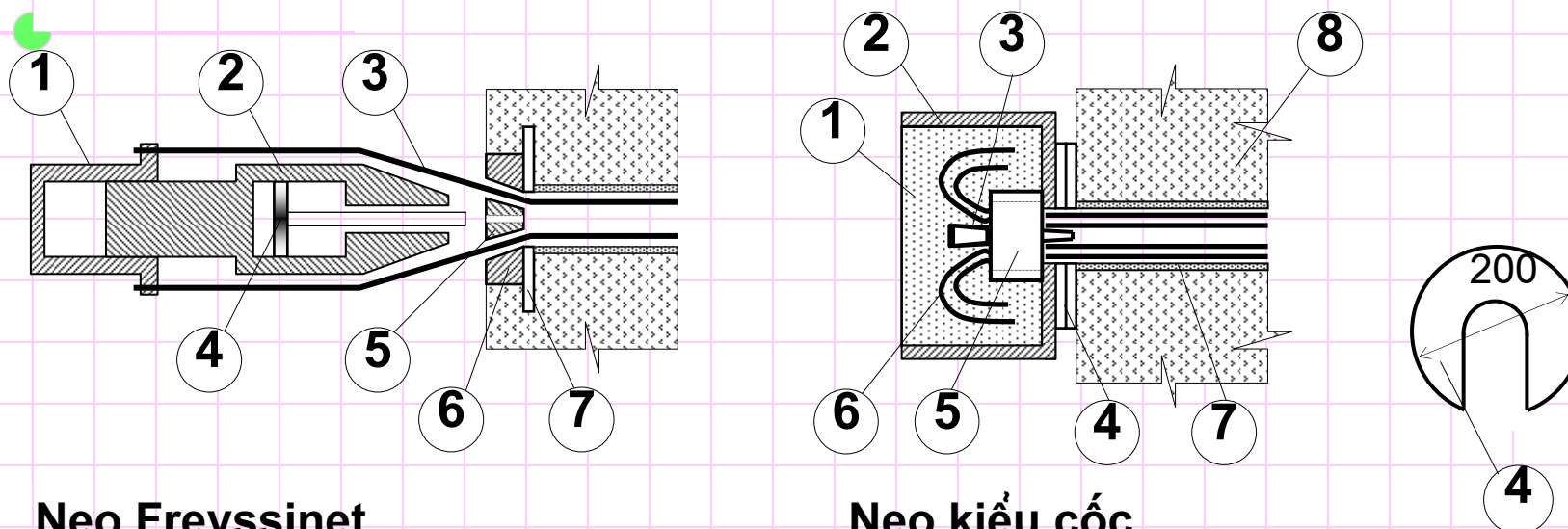
Neo thép sợi cường độ cao



- Với thép sợi thường dùng loại neo vòng hoặc neo ống.

10.2.4.2 Thiết bị neo trong PP căng sau:

- Nếu dùng kích 2 chiều để căng các bó sợi thép (khoảng 12-24 sợi $\varnothing 5$) thì dùng loại neo Freyssinet: Neo gồm 2 bộ phận chính là khối neo và chêm.



Neo Freyssinet

- | | |
|--------------------|-------------|
| 1. Xi lanh di động | 5. Chêm |
| 2. Xi lanh cố định | 6. Khối neo |
| 3. Cốt thép U/LT | 7. Bản thép |
| 4. Pittông | |

Neo kiểu cọc

- | | |
|--------------------|-----------------|
| 1. Khối BT | 5. Vòng kẹp |
| 2. Cọc bằng thép | 6. Bó sợi thép |
| 3. Chốt thép h.côn | 7. Ống tạo rãnh |
| 4. Vòng đệm thép | 8. Cầu kiện |

- Nếu dùng kích 1 chiều thì dùng neo kiểu cọc.

10.2.5 Bố trí cốt thép:

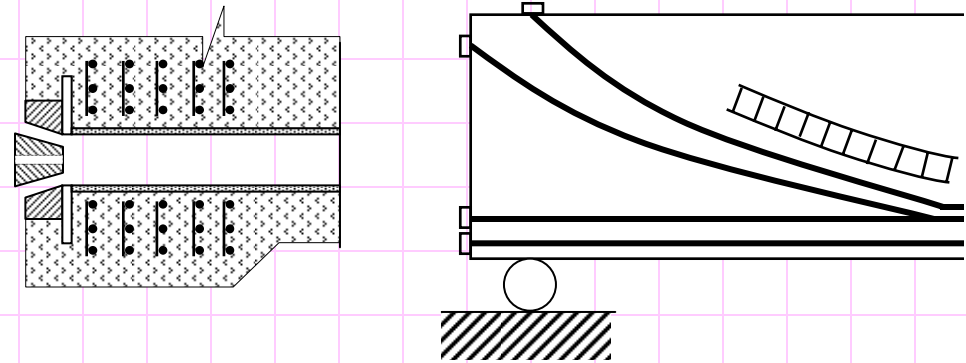
PP căng trước:

Không được dùng thép không có gờ, không có viền hoặc không gia công bề mặt để làm cốt thép ULT.

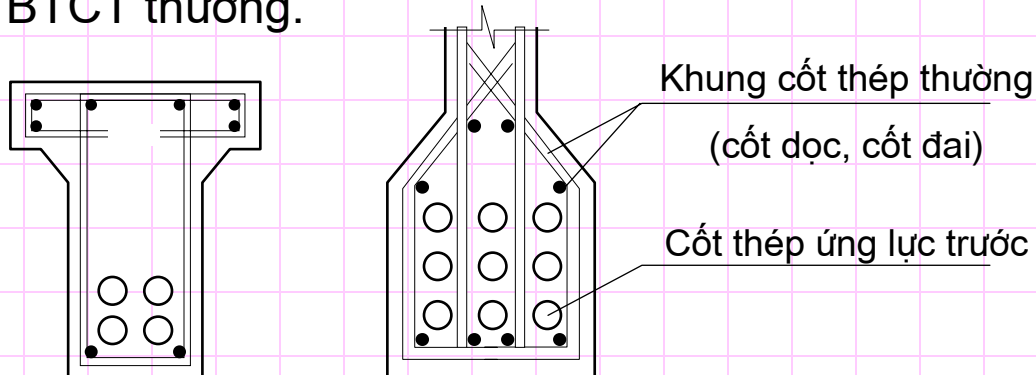
Nếu dùng thép có gờ, thép tròn hoặc thép bán xoắn lại.. thì không cần thiết có neo, nhưng phải cách đầu mút một đoạn truyền lực $\geq l_p$:

PP căng sau:

Phải dùng các loại neo đặc biệt.

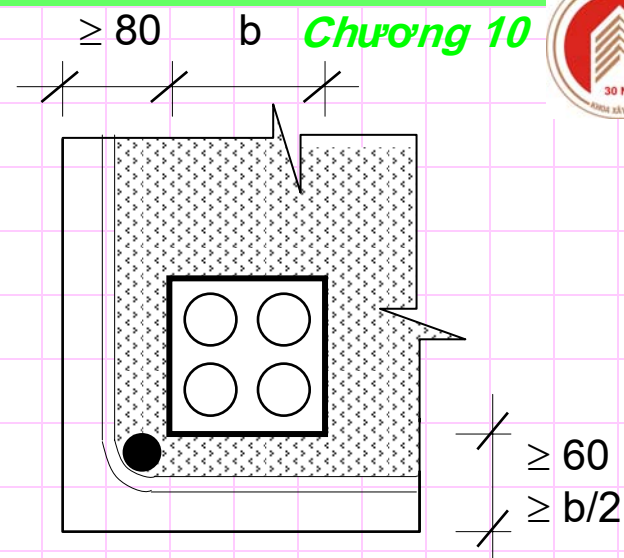
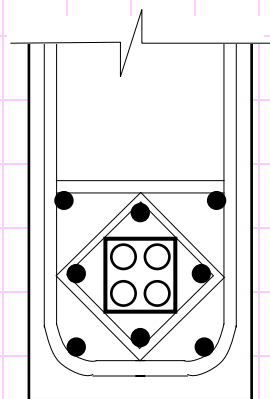


Với PP căng trước, khoảng cách giữa các cốt thép và lớp BT bảo vệ: cấu tạo tương tự BTCT thường.



Khoảng cách giữa các cốt thép và lớp BT bảo vệ:

Nếu cốt thép ứng lực trước đặt trong các rãnh thì chiều dày lớp BT bảo vệ kể từ mặt ngoài của cấu kiện đến mặt trong rãnh $\geq (20 \text{ và } 1/2 \text{ đường kính rãnh } (b))$, khi $b > 32$ thì lớp bảo vệ $\geq b$.



Khi trong rãnh bố trí một số bó sợi hoặc thép thanh thì lớp BT bảo vệ ≥ 80 với thành bên, $\geq (60 \text{ và } 1/2 \text{ bề rộng rãnh})$ với mặt đáy.

Khoảng cách giữa các rãnh $\geq (b \text{ và } 50)$, đồng thời sao cho việc căng cốt thép được dễ dàng, không bị phá hoại cục bộ khi buông cốt thép.

10.3. Các chỉ dẫn cơ bản về tính toán:

10.3.1 Tri số ứng suất trong BT và cốt thép:

a. Trị số ứng suất giới hạn σ_{sp} & σ'_{sp} :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{sp}(\sigma'_{sp}) + p &\leq R_{s,ser} \\ \sigma_{sp}(\sigma'_{sp}) - p &\geq 0,3 R_{s,ser} \end{aligned} \right\} (10-1)$$

trong đó: p tính bằng MPa, được xác định như sau:

– trong trường hợp căng bằng phương pháp cơ học: $p = 0,05\sigma_{sp}$; (10-2)

– trong trường hợp căng bằng phương pháp nhiệt điện và cơ nhiệt điện: $p = 30 + \frac{360}{l}$; (10-3)

với l – chiều dài thanh cốt thép căng (khoảng cách giữa các mép ngoài của bộ), mm.

b. Trị số ứng suất không chế:

Khi căng trên bộ: lấy tương ứng bằng σ_{sp} và σ'_{sp} trừ đi hao tổn do biến dạng neo và ma sát của cốt thép

Khi căng trên BT:
$$\sigma_{con2} = \sigma_{sp} - \alpha \cdot \left[\frac{p}{A_{red}} + \frac{P \cdot e_{op} \cdot y_{sp}}{I_{red}} \right]; (10-4)$$

$$\sigma'_{con2} = \sigma'_{sp} - \alpha \cdot \left[\frac{p}{A_{red}} - \frac{P \cdot e_{op} \cdot y'_{sp}}{I_{red}} \right]; (10-5)$$

Trong các công thức (10-4) và (10-5):

σ_{sp} và σ'_{sp} – xác định không kể đến hao tổn ứng suất;

P, e_{op} – ứng lực nén trước P và độ lệch tâm của nó so với trọng tâm của tiết diện quy đổi.

Hệ số $\alpha = E_s / E_b$; [P1..](#) [P2..](#) [P3..](#) [P3.2.](#) [P4..](#) [P5..](#)

BTCT ỨNG LỰC TRƯỚC 10

ứng lực nén trước P và độ lệch tâm của nó e_{0p} so với trọng tâm của tiết diện quy đổi được xác định theo các công thức:

$$P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} + \sigma'_{sp} \cdot A'_{sp} - \sigma_s \cdot A_s - \sigma'_s \cdot A'_s; \quad (10-6)$$

$$e_{0p} = \frac{\sigma_{sp} \cdot A_{sp} \cdot y_{sp} + \sigma'_s \cdot A'_s \cdot y'_s - \sigma'_{sp} \cdot A'_{sp} \cdot y'_{sp} - \sigma_s \cdot A_s \cdot y_s}{P}; \quad (10-7)$$

σ_s và σ'_s – tương ứng là ứng suất trong cốt thép không căng A_s và A'_s gây nên do co ngót và từ biến trong bê tông;

y_{sp} , y'_{sp} , y_s , y'_s – tương ứng là các khoảng cách từ trọng tâm tiết diện quy đổi đến các điểm đặt hợp lực của nội lực trong cốt thép căng A_{sp} , A'_{sp} và không căng A_s , A'_s (Hình 1).

Các ứng suất σ_{sp} và σ'_{sp} được lấy như sau:

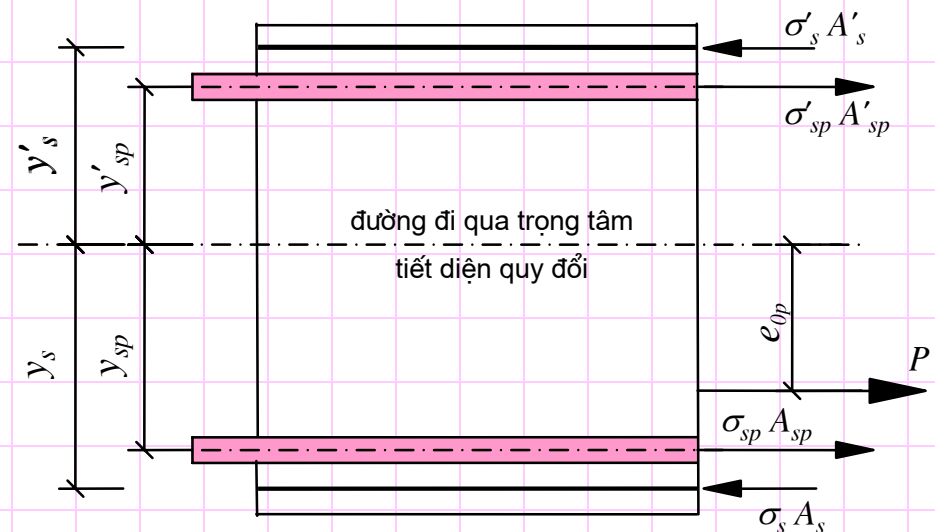
a. Trong giai đoạn nén trước bê tông: có kể đến các hao tổn thứ nhất.

b. Trong đoạn sử dụng: có kể đến các hao tổn thứ nhất và thứ hai

Giá trị các ứng suất σ_s và σ'_s lấy như sau:

a. Trong giai đoạn nén trước bê tông: lấy bằng hao tổn ứng suất do từ biến nhanh (theo mục 6 bảng 6).

b. Trong giai đoạn sử dụng: lấy bằng tổng các hao tổn ứng suất do co ngót và từ biến của bê tông (theo mục 6, 8 và 9 bảng 6).



c. Hệ số chính xác khi căng γ_{SP} :

TCXDVN 356:2005 Điều 4.3.5 (trang 24) quy định:

Trị số ứng suất trước trong cốt thép đưa vào tính toán cần nhân với hệ số độ chính xác khi căng cốt thép γ_{SP} : $\gamma_{SP} = 1 \pm \Delta\gamma_{SP}$; (10 - 8)

Trong trường hợp tạo ứng suất trước bằng phương pháp cơ học, giá trị $\Delta\gamma_{SP}$ lấy bằng 0,1; khi căng bằng phương pháp nhiệt điện và cơ nhiệt điện $\Delta\gamma_{SP}$ được xác định bằng công thức:

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \cdot \frac{P}{\sigma_{sp}} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) \geq 0,1; \quad (10 - 9)$$

n_p – số lượng thanh cốt thép căng trong tiết diện cấu kiện.

d. Cường độ của BT lúc buông cốt thép ULT R_{bP} :

TCXDVN 356:2005 Điều 4.3.7 (trang 26) quy định:

ứng suất nén trong bê tông σ_{bP} trong giai đoạn nén trước bê tông phải thỏa mãn điều kiện: tỷ số σ_{bP}/R_{bP} không được vượt quá giá trị cho trong Bảng 8.

ứng suất σ_{bP} xác định tại mức thớ chịu nén ngoài cùng của bê tông có kể đến hao tổn theo mục 1 đến 6 bảng 6 và với hệ số độ chính xác khi căng $\gamma_{SP} = 1$.

10.3.2 Sự tổn hao ứng suất trong cốt thép ULT:

10.3.2.1 **Chùng ứng suất trong cốt thép khi căng trên bê (σ_1):**

Khi căng bằng phương pháp cơ học:

a) đối với thép sợi:
$$\sigma_1 = \left(0,22 \cdot \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1 \right) \cdot \sigma_{sp}; \quad (10-10)$$

b) đối với thép thanh:
$$\sigma_1 = 0,1 \cdot \sigma_{sp} - 20; \quad (10-11)$$

Khi căng bằng phương pháp nhiệt điện hay cơ nhiệt điện:

a) đối với thép sợi:
$$\sigma_1 = 0,05 \cdot \sigma_{sp}; \quad (10-12)$$

b) đối với thép thanh:
$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp}; \quad (10-13)$$

ở đây: σ_{SP} , [MPa], được lấy không kể đến hao tổn ứng suất. Nếu giá trị hao tổn tính được mang dấu “trừ” thì lấy giá trị bằng 0.

10.3.2.2 **Do sự chênh lệch nhiệt độ (σ_2):**

Đối với bê tông cấp từ B15 đến B40:
$$\sigma_2 = 1,25\Delta t; \quad (10-14)$$

Đối với bê tông cấp B45 và lớn hơn:
$$\sigma_2 = 1,0\Delta t; \quad (10-15)$$

trong đó: Δt – chênh lệch nhiệt độ giữa cốt thép được nung nóng và bê căng cố định (ngoài vùng nung nóng) nhận lực căng, °C. Khi thiếu số liệu chính xác lấy $\Delta t = 65^\circ\text{C}$.

10.3.2.3 **Do sự biến dạng của neo và sự ép sát các tấm đệm (σ_3):**

khi căng trên bê:
$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s; \quad (10-16)$$



10.3.2.3 Do sự biến dạng của neo và sự ép sát các tấm đệm (σ_3):

Chương 10



khí căng trên bê: $\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s; \quad (10-16)$

trong đó: Δl – biến dạng của các vòng đệm bị ép, các đầu neo bị ép;

l – chiều dài cốt thép căng (khoảng cách giữa mép ngoài của các gối), mm.

khí căng trên bê tông: $\sigma_3 = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} \cdot E_s; \quad (10-17)$

trong đó: Δl_1 – biến dạng của êcu hay các bản đệm giữa các neo và BT, lấy bằng 1 mm;

Δl_2 – biến dạng của neo hình cốc, êcu neo, lấy bằng 1 mm.

l – chiều dài cốt thép căng (một sợi), hoặc cấu kiện, mm.

Khí căng bằng nhiệt điện, hao tổn do biến dạng neo không kể đến trong tính toán vì chúng đã được kể đến khi xác định độ giãn dài toàn phần của cốt thép.

10.3.2.4 Do ma sát giữa cốt thép với thành ống (σ_4):

a) Với thành ống rãnh hay bề mặt bê tông: (khí căng trên bê tông)

$$\sigma_4 = \sigma_{sp} \cdot \left(1 - \frac{1}{e^{\omega \cdot \chi + \delta \cdot \theta}} \right); \quad (10-18)$$

trong đó: e – cơ số lôgarit tự nhiên;

δ, ω – hệ số, xác định theo bảng 7;

χ – chiều dài tính từ thiết bị căng đến tiết diện tính toán, m;

θ – tổng góc chuyển hướng của trục cốt thép, radian;

σ_{SP} – được lấy không kể đến hao tổn ứng suất.

BTCT ỨNG LỰC TRƯỚC 14

10.3.2.4 Do ma sát giữa cốt thép với thành ống (σ_4):

a) Với thành ống rãnh hay bề mặt bê tông: (khi căng trên bê tông)

b) với thiết bị nắn hướng: (khi căng trên bệ)

$$\sigma_4 = \sigma_{sp} \cdot \left(1 - \frac{1}{e^{\delta \cdot \theta}}\right); \quad (10-19)$$

trong đó: δ – hệ số, lấy bằng 0,25;

θ – tổng góc chuyển hướng của trục cốt thép, radian;

10.3.2.5 Biến dạng của khuôn thép khi chế tạo (σ_5):

$$\sigma_5 = \eta \cdot \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s; \quad (10-20)$$

$$\eta = \frac{n-1}{2 \cdot n} \text{ khi căng cốt thép bằng kích;}$$

$$\eta = \frac{n-1}{4 \cdot n}; \text{ khi căng cốt thép bằng phương pháp cơ nhiệt điện sử dụng máy tời;}$$

10.3.2.6 Do từ biến nhanh ban đầu của BT (σ_6):

$$\text{a) Đối với bê tông đóng rắn tự nhiên: } \sigma_6 = 40 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}; \quad (10-21) \quad \text{khi } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq \alpha;$$

$$\sigma_6 = 40 \cdot \alpha + 85 \cdot \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - \alpha \right); \quad (10-22) \quad \text{khi } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > \alpha;$$

trong đó α và β – hệ số, lấy như sau:

$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot R_{bp}$, nhưng không lớn hơn 0,8;

$\beta = 5,25 - 0,185 \cdot R_{bp}$, nhưng không lớn hơn 2,5 và không nhỏ hơn 1,1;

σ_{bp} – được xác định tại mức trọng tâm A_{SP} và A'_{SP} , có kể đến hao tổn theo mục 1 đến 5



10.3.2.6 Do từ biến nhanh ban đầu của BT (σ_6):

Chương 10



a) Đối với bê tông đóng rắn tự nhiên:

b) Đối với bê tông được dưỡng hộ nhiệt:

Hao tổn tính theo công thức ở mục 6a, sau đó nhân với hệ số 0,85.

10.3.2.7 Chùng ứng suất trong cốt thép khi căng trên bê tông (σ_7):

Khi căng bằng phương pháp cơ học: lấy như khi căng trên bê $\sigma_7 = \sigma_1$;

10.3.2.8 Do co ngót của BT (σ_8):

8. Co ngót của bê tông (xem điều 4.3.4)		Bê tông đóng rắn tự nhiên	Bê tông được dưỡng hộ nhiệt trong điều kiện áp suất khí quyển	Không phụ thuộc điều kiện đóng rắn của bê tông
Bê tông nặng	a) B35 và thấp hơn	40	35	30
	b) B40	50	40	35
	c) B45 và lớn hơn	60	50	40
Bê tông hạt nhỏ	d) nhóm A	Hao tổn được xác định theo mục 8a, b trong bảng này và nhân với hệ số 1,3		40
	e) nhóm B	Hao tổn được xác định theo mục 8a trong bảng này và nhân với hệ số 1,5		50
	f) nhóm C	Hao tổn được xác định theo mục 8a trong bảng này như đối với bê tông nặng đóng rắn tự nhiên		40
Bê tông nhẹ có cốt liệu nhỏ	g) loại đặc chắc	50	45	40
	h) loại có lỗ rỗng	70	60	50



10.3.2.9 Do từ biến của BT (σ_9):

Chương 10



a) Đối với bê tông nặng và bê tông nhẹ có cốt liệu nhỏ đặc chắc:

$$\sigma_9 = 150 \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}; \quad (10-23) \quad \text{khi } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,75$$

$$\sigma_9 = 300 \cdot \alpha \cdot \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0,375 \right); \quad (10-24) \quad \text{khi } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0,75$$

trong đó: σ_{bp} – lấy như ở mục 6;

α – hệ số, lấy như sau:

+ với bê tông đóng rắn tự nhiên, lấy $\alpha = 1$;

+ với bê tông được dưỡng hộ nhiệt trong điều kiện áp suất khí quyển, lấy $\alpha = 0,85$.

b) Bê tông hạt nhỏ

nhóm A: Hao tổn được tính theo mục 9a, sau đó nhân kết quả với hệ số 1,3

nhóm B: Hao tổn được tính theo mục 9a, sau đó nhân kết quả với hệ số 1,5

nhóm C: Hao tổn được tính theo công thức ở mục 9a khi $\alpha = 0,85$

c) Bê tông nhẹ dùng cốt liệu nhỏ rỗng:

Hao tổn được tính theo công thức ở mục 9a, sau đó nhân kết quả với hệ số 1,2.

10.3.2.10 Do BT bị ép lõm (σ_{10}) (cốt thép vòng, cốt thép xoắn ốc):

(khi kết cấu có đường kính nhỏ hơn 3 m) $\sigma_{10} = 70 - 0,22 \cdot d_{\text{ext}}; \quad (10-25)$

trong đó: d_{ext} – đường kính ngoài của kết cấu, cm

10.3.2.11 Do ép sát các khối lắp ghép (σ_{11}):

$$\sigma_{11} = n \cdot \frac{\Delta l}{l} E_s; \quad (10 - 26)$$

trong đó: n – số lượng khe nối giữa kết cấu và thiết bị khác theo chiều dài của thép căng;

Δl – biến dạng ép sát tại mỗi khe:

+ với khe được nhồi bê tông, lấy $\Delta l = 0,3$ mm;

+ với khe ghép trực tiếp lấy $\Delta l = 0,5$ mm;

l – chiều dài cốt thép căng, mm.

Các ứng suất hao tổn được chia làm 2 nhóm: Ứng suất hao xảy ra trong quá trình chế tạo cũng như khi ép BT (σ_{11}), và ứng suất hao xảy ra sau khi kết thúc ép BT (σ_{12}).

- Trong PP căng trước: $\sigma_{11} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6;$

$$\sigma_{12} = \sigma_8 + \sigma_9;$$

- Trong PP căng sau: $\sigma_{11} = \sigma_3 + \sigma_4;$

$$\sigma_{12} = \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11};$$

Tổng hao tổn $\sigma_l = \sigma_{11} + \sigma_{12} \geq 100$ MPa;

10.4. Cấu kiện chịu kéo trung tâm:

- Cấu kiện chịu kéo bằng BTCT ULT thường gặp như: thanh cánh hạ của dàn, thanh căng của vòm, ống dẫn có áp, bể chứa tròn..

10.4.1 Các giai đoạn của trạng thái US-BD:

a. Cấu kiện căng trước:

Giai đoạn I:

Giai đoạn I₁: Cốt thép ULT chưa căng, ứng suất trong cốt thép $\sigma_{SP} = 0$;

Giai đoạn I₂: Cốt thép ULT căng đến ứng suất khống chế $\sigma_{con1} = \sigma_{SP} - \sigma_3 - \sigma_4$ rồi cố định vào bệ, đổ BT;

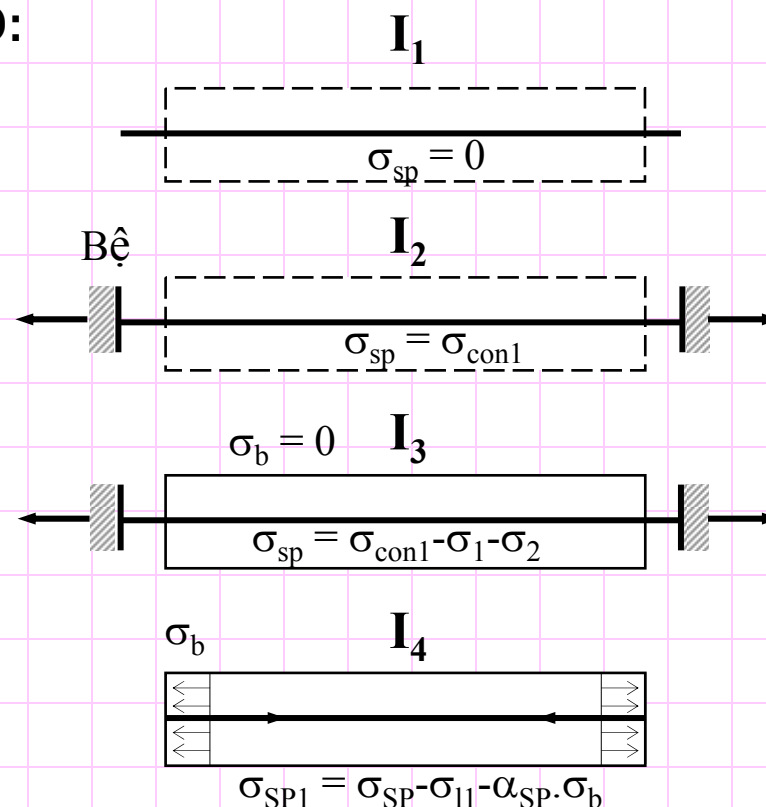
Giai đoạn I₃: Chờ BT đạt cường độ R_{bP} , xảy ra các hao tổn làm giảm ứng suất căng trước trong cốt thép ULT $\sigma_{SP1} = \sigma_{con1} - (\sigma_1 + \sigma_2)$;

Giai đoạn I₄: Khi BT đạt cường độ R_{bP} buông cốt thép để ép BT.

Ứng suất hao tổn sau khi buông cốt thép: $\sigma_{I1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6$;

Ứng suất trong cốt thép ULT là: $\sigma_{SP1} = \sigma_{SP} - \sigma_{I1} - \alpha_{SP} \cdot \sigma_b$;

Và ứng suất nén trước trong BT : $\sigma_b = \frac{N_1}{A_{red}}$; (10-27)



Và ứng suất nén trước trong BT : $\sigma_b = \frac{N_1}{A_{red}}$; (10 - 27)

N_1 là lực nén khi bắt đầu buông cốt thép: $N_1 = (\sigma_{SP} - \sigma_{I1}) \cdot A_{SP} - \sigma_6 \cdot A_S$; (10 - 28)
 (Ở đây khi tính σ_{I1} không kể hao tổn do từ biến nhanh σ_6).

A_{red} là diện tích BT tương đương của TD: $A_{red} = A_b + \alpha \cdot A_S + \alpha_{SP} \cdot A_{SP}$; (10 - 29)

Giai đoạn I₅: Do co ngót và từ biến của BT, có các hao tổn $\sigma_{I2} = \sigma_8 + \sigma_9$;

Vậy ứng suất hao tổng cộng là: $\sigma_I = \sigma_{I1} + \sigma_{I2}$;

Ứng suất trong cốt thép ULT:

$$\sigma_{SP1} = \sigma_{SP} - \sigma_I - \alpha_{SP} \cdot \sigma_{b1};$$

Giai đoạn I₆: Cho cấu kiện chịu kéo, ứng suất do tải trọng gây kéo thêm trong cốt thép ULT, đồng thời làm giảm ứng suất nén trước trong BT.

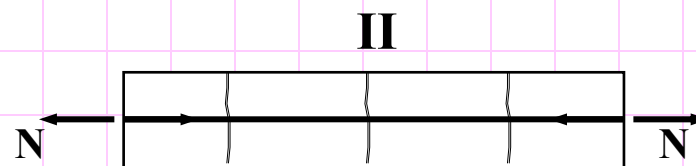
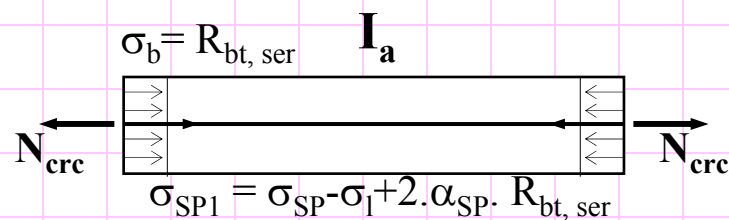
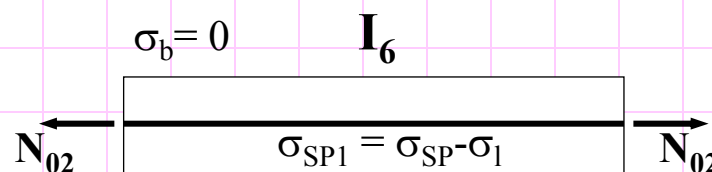
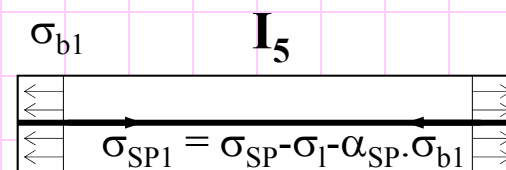
Khi ứng suất trong BT triệt tiêu ($\sigma_b = 0$) thì:

$$\sigma_{SP1} = \sigma_{SP} - \sigma_I; \quad (10 - 30)$$

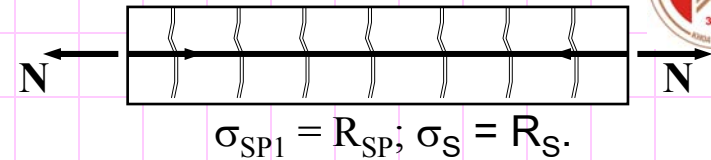
Trạng thái I_a: Tải trọng tăng, BT chịu kéo.

Khi ứng suất trong BT đạt $R_{bt, ser}$ cấu kiện sắp bị nứt: $\sigma_{SP1} = \sigma_{SP} - \sigma_I + 2 \cdot \alpha_{SP} \cdot R_{bt, ser}$; (10 - 31)

Giai đoạn II: Tải trọng tăng, khe nứt xuất hiện.



Giai đoạn III: Sự phá hoại khi ứng suất trong cốt thép đạt tới giới hạn chịu kéo.



Nhận xét: Việc gây ULT chỉ nâng cao khả năng chống nứt, hạn chế bề rộng khe nứt của cấu kiện, không làm tăng về khả năng chịu lực.

b. Cấu kiện căng sau:

Các giai đoạn của trạng thái ứng suất biến dạng của cấu kiện cũng tương tự như trường hợp căng trước, chỉ khác là trong giai đoạn I:

Giai đoạn I₁: Luồn cốt thép ULT vào rãnh, ứng suất trong cốt thép $\sigma_{SP} = 0$;

Giai đoạn I₄: Căng cốt thép ULT đến ứng suất khống chế $\sigma_{con2} = \sigma_{SP} - \alpha_{SP} \cdot \sigma_b.$

Ứng suất nén trước trong BT: $\sigma_b = \frac{(\sigma_{SP} - \sigma_{l1}) \cdot A_{SP}}{A_{red}}; \quad (10-32)$

Các hao tổn ứng suất $\sigma_{l1} = \sigma_3 + \sigma_4;$

Ứng suất trong cốt thép ULT: $\sigma_{SP1} = \sigma_{SP} - \sigma_{l1} - \alpha_{SP} \cdot \sigma_b;$

Từ giai đoạn I₅ trở đi trạng thái ứng suất biến dạng giống cấu kiện căng trước.

10.4.2 Tính toán cấu kiện chịu kéo trung tâm:

10.4.2.1 Tính theo cường độ (giai đoạn sử dụng):

- Sơ đồ ứng suất:

- Điều kiện cường độ: $N \leq R_S \cdot A_S + \gamma_{S6} \cdot R_{SP} \cdot A_{SP}; \quad (10 - 33)$

γ_{S6} là hệ số xét đến điều kiện làm việc của cốt thép cường độ cao khi ứng suất cao hơn giới hạn chảy qui ước.

10.4.2.2 Tính không cho phép nứt:

- Sơ đồ ứng suất: Cơ sở là giai đoạn I_a của trạng thái US-BD.

Ứng suất trong BT đạt đến cường độ chịu kéo $R_{bt, ser}$.

- Điều kiện để cấu kiện không bị nứt là:

$$N \leq N_{crc} = R_{bt, ser} \cdot (A_b + 2 \cdot \alpha \cdot A_S + 2 \cdot \alpha_{SP} \cdot A_{SP}) + N_{02}; \quad (10 - 35)$$

N_{02} - Lực kéo ứng với lúc ứng suất nén trước trong BT triệt tiêu.

$$N_{02} = \gamma_{SP} \cdot (\sigma_{SP} - \sigma_I) \cdot A_{SP} - \sigma_S \cdot A_S; \quad (10 - 36)$$

Với $\sigma_S = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9;$

A_b là diện tích TD phần BT.

10.4.2.3 Tính theo sự mở rộng khe nứt:

Công thức xác định bề rộng khe nứt và điều kiện kiểm tra giống như BTCT thường, chỉ khác là ứng suất trong cốt thép σ_a để tính bề rộng khe nứt là độ tăng ứng suất trong cốt thép kể từ lúc ứng suất nén trước trong BT triệt tiêu N_0 đến lúc cấu kiện chịu tải trọng N :

10.4.2.3 Tính theo sự mở rộng khe nứt:

Công thức xác định bề rộng khe nứt và điều kiện kiểm tra giống như BTCT thường, chỉ khác là ứng suất trong cốt thép σ để tính bề rộng khe nứt là độ tăng ứng suất trong cốt thép kể từ lúc ứng suất nén trước trong BT triệt tiêu N_0 đến lúc cấu kiện chịu tải trọng:

$$\sigma_S = \frac{N - N_{02}}{A_S + A_{SP}}; \quad (10 - 37)$$

10.4.2.4. Tính theo sự khép kín khe nứt:

Đảm bảo hai điều kiện sau:

$$1) \quad \sigma_{SP} + \sigma_S \leq 0,8.R_{s, ser}; \quad (10 - 38)$$

Trong đó σ_{SP} - Ứng suất trước trong cốt thép ULT sau khi đã kể đến tất cả các hao tổn.

σ_S - Độ tăng ứng suất trong cốt thép tính theo (10 - 37).

2) Tại thớ ngoài cùng ở miền chịu kéo của cấu kiện phải tồn tại ứng suất nén $\sigma_b \geq 0,5\text{MPa}$ khi cấu kiện chỉ có tĩnh tải và tải trọng tạm thời dài hạn tác dụng.

10.4.2.5. Kiểm tra cường độ cấu kiện ở giai đoạn chế tạo:

Kiểm tra cường độ cấu kiện khi buông cốt thép ULT (giai đoạn I_4):

$$N \leq \gamma_{b6} \cdot R_{bP} \cdot A_b + R_{SC} \cdot A_S; \quad (10 - 39)$$

Trong đó N - Lực nén BT khi buông cốt thép:

$$\text{Đối với cấu kiện căng trước: } N = (1,1 \cdot \sigma_{SP} - 300) \cdot A_{SP}; \quad (10 - 40)$$

$$\text{Đối với cấu kiện căng sau: } N_H = 1,5 \cdot (\sigma_{SP} - \alpha_{SP} \cdot \sigma_b) \cdot A_{SP}; \quad (10 - 41)$$

R_{bP} - Cường độ chịu nén của BT lúc buông cốt thép.

γ_{b6} - hệ số điều kiện làm việc. (Phụ thuộc loại BT và loại thép - TCXDVN 356:2005 Bảng

10.5. Cấu kiện chịu uốn:

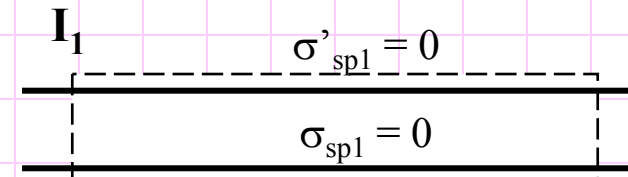
10.5.1 Các giai đoạn của trạng thái US-BD:

10.5.1.1. Cấu kiện căng trước:

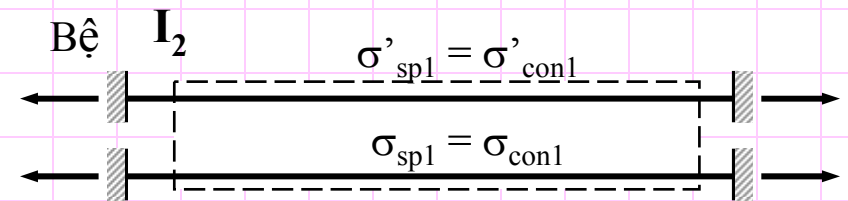
Giai đoạn I chia thành 6 giai đoạn trung gian, các g.đoạn sau tương tự BTCT thường.

Giai đoạn I:

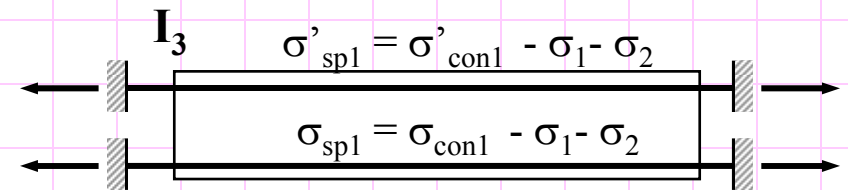
Giai đoạn I₁: Đặt các cốt thép ULT A_{SP} & A'_{SP} vào bệ nhưng chưa căng.



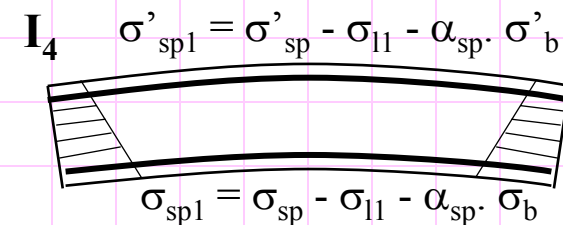
Giai đoạn I₂: Căng các cốt thép A_{SP} & A'_{SP} tới trị số σ_{con1} & σ'_{con1} .



Giai đoạn I₃: Chờ BT đông cứng, trong thời gian này xảy ra các hao tổn ứng suất do chùng và chênh lệch nhiệt độ σ_1 & σ_2 .



Giai đoạn I₄: Khi BT đạt cường độ R_{bP} buông cốt thép ép BT. Trong giai đoạn này xảy ra hao tổn ứng suất do từ biến nhanh σ_6 và tổng ứng suất hao là σ_{l1} .



Do A_{SP} & A'_{SP} không bằng nhau nên cấu kiện bị vòng lên do chịu nén lệch tâm.

Giai đoạn I₅: Trong thời gian trước khi đưa vào sử dụng.. xảy ra các hao tổn do biến dạng co ngót σ_8 và từ biến σ_9 ;

Giai đoạn I₆: Tải trọng tác dụng, Khi ứng suất nén trước ở thớ BT ngang trọng tâm A_{SP} triệt tiêu:
 $\sigma_{SP1} = \sigma_{SP} - \sigma_1$; (10 - 42)

Trạng thái I_a: Ứng suất trong BT chịu kéo đạt cường độ chịu kéo $R_{bt, ser}$, ứng suất trong cốt thép A_{SP}:

$$\sigma_{SP1} = \sigma_{SP} - \sigma_1 + 2 \cdot \alpha_{SP} \cdot R_{bt, ser}; \quad (10 - 43)$$

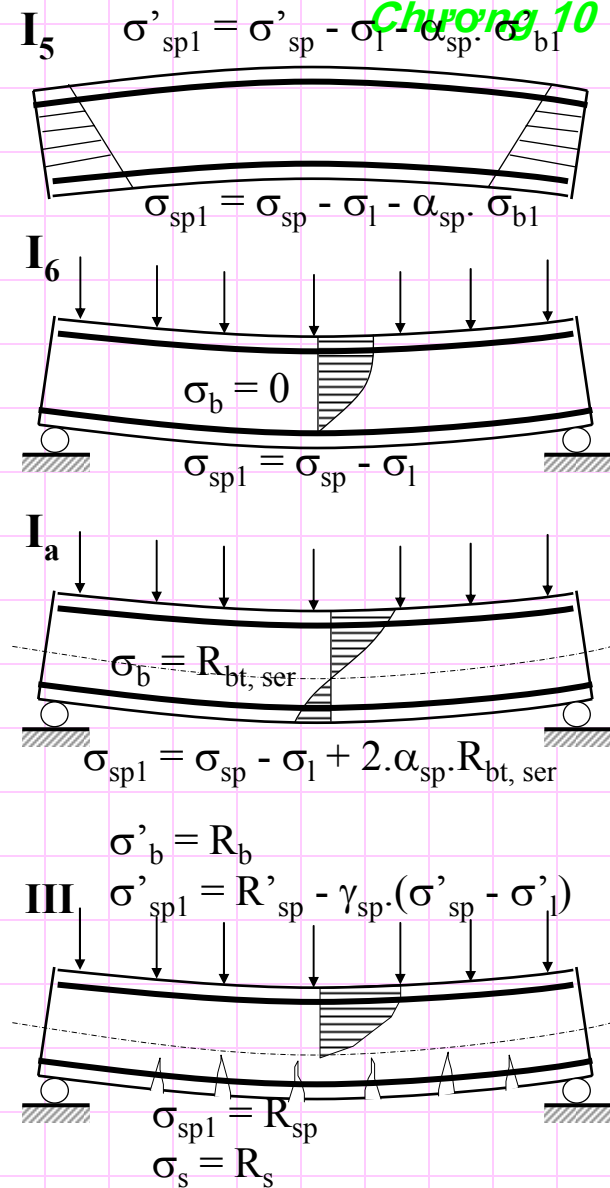
Giai đoạn II: Tải trọng tăng, khe nứt xuất hiện trong BT vùng kéo. Từ giai đoạn này trở đi, trạng thái US-BD diễn ra như BTCT thường.

Giai đoạn III: Khi ứng suất nén trong BT đạt R_b , cầu kiện bị phá hoại. Ứng suất trong cốt thép A'_{SP}:

$$\sigma'_{SP1} = R'_{SP} - \gamma_{SP} \cdot (\sigma'_{SP} - \sigma'_1); \quad (10 - 44)$$

10.5.1.2 Cầu kiện căng sau:

Trạng thái ứng suất từ **giai đoạn I₁ chuyển sang I₄**, sau đó diễn biến của trạng thái ứng suất như cầu kiện căng trước.. [P3..](#) [P3.2.](#) [P4..](#) [P5..](#)



10.5.2 Tính toán cấu kiện chịu uốn:

10.5.2.1 Tính theo cường độ trên TD thẳng góc:

-Sơ đồ ứng suất:

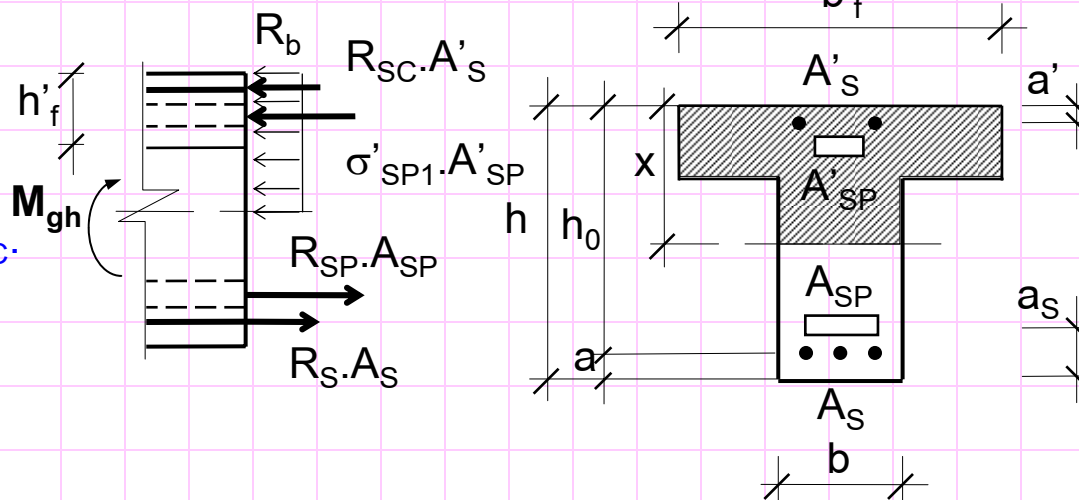
Ứng suất trong cốt thép A_s đạt R_s .

Ứng suất trong cốt thép A'_s đạt R_{SC} .

Ứng suất trong BT vùng nén đạt R_{SC} .

Ứng suất trong cốt thép A_{SP} đạt R_{SP} .

Ứng suất trong cốt thép A'_{SP} là σ'_{SP1} .



-Công thức cơ bản:

Ta có: $\sum M_{A_s} = 0$;

Điều kiện cường độ là:

$$M \leq R_n \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5x) + R_n \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0.5h'_f) + R_{SC} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a') + \sigma'_{SP1} \cdot A'_{SP} \cdot (h_0 - a'_s); \quad (10 - 45)$$

Chiều cao vùng nén: $\sum X = 0$;

$$\Rightarrow R_b \cdot [b \cdot x + (b'_f - b) \cdot h'_f] = \gamma_{S6} \cdot R_{SP} \cdot A_{SP} + R_s \cdot A_s - \sigma'_{SP1} \cdot A'_{SP} - R_{SC} \cdot A'_s; \quad (10 - 46)$$

- Điều kiện hạn chế: $x \leq \xi_R \cdot h_0$; và $x \geq 2a'$.

10.5.2.2 Tính theo cường độ trên TD nghiêng:

Để chịu lực trên TD nghiêng, ngoài cốt dọc, cốt xiên và cốt đai thường còn có cốt dọc và cốt ngang ULT. Việc tính toán cường độ trên TD nghiêng tương tự như cấu kiện BTCT thường.

Cốt ngang trên TD nghiêng được tính toán theo điều kiện sau:

$$\Sigma.Y = 0:$$

$$\Rightarrow Q \leq Q_b + Q_{SW} + Q_{S, inc} + \Sigma.R_{SPW} \cdot A_{SPW} + \Sigma.R_{SPW} \cdot A_{SP, inc} \cdot \sin \alpha_p; \quad (10 - 47)$$

Trong đó Q_b -Khả năng chịu cắt của BT;

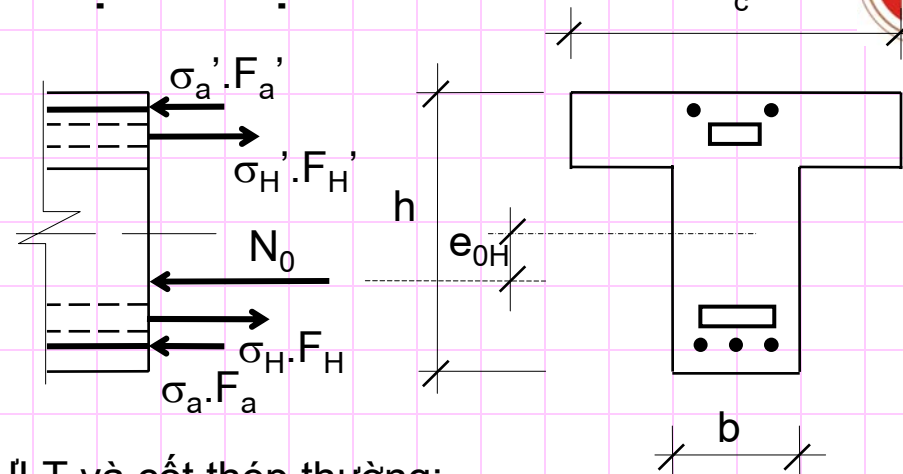
R_{SWP} -Cường độ tính toán về chịu cắt của cốt thép ULT;

c. Tính theo cường độ ở giai đoạn chế tạo:

Kiểm tra theo điều kiện về chịu nén của BT lúc bắt đầu buông cốt thép.

Ứng suất nén BT:

$$\sigma_{bH} = \frac{N_0}{F_{qd}} + \frac{N_0 \cdot e_{0H} \cdot y}{J_{qd}}$$



N_0 là hợp lực của các lực trong cốt thép ULT và cốt thép thường:

$$N_0 = \sigma_H \cdot F_H + \sigma_H' \cdot F_H' - \sigma_a \cdot F_a - \sigma_a' \cdot F_a';$$

e_{0H} - Độ lệch tâm của lực ép so với trục qua trọng tâm của TD qui đổi;

$$e_{0H} = \frac{\sigma_H \cdot F_H \cdot y_H + \sigma_a' \cdot F_a' \cdot y_a' - \sigma_H' \cdot F_H' \cdot y_H' - \sigma_a \cdot F_a \cdot y_a}{N_0};$$

σ_H, σ_H' - Ứng suất trong cốt thép F_H & F_H' ;

σ_a, σ_a' - Ứng suất nén trong cốt thép thường F_a & F_a' (Khi tính trong giai đoạn ép BT lấy bằng σ_{tbn} , khi tính trong giai đoạn sử dụng lấy bằng $\sigma_{tbn} + \sigma_{co} + \sigma_{tb}$);

y_H, y_H', y_a, y_a' - Khoảng cách từ trục qua trọng tâm của TD qui đổi đến trọng tâm của cốt thép.

F_{qd}, J_{qd} - Diện tích và mô men quán tính của TD qui đổi;



Tính toán kiểm tra tổng thể cấu kiện ở giai đoạn chế tạo: Tính như cấu kiện chịu nén lệch tâm thường mà ngoại lực là lực ép lệch tâm do cốt thép ULT gây ra. Trong trường hợp chỉ có F_H thì lực lệch tâm xác định theo (10 - 20) hoặc (10 - 21);

- Ngoài ra còn phải kiểm tra sự chịu ép cục bộ của BT dưới các thiết bị neo, nếu không đủ cường độ thì phải gia cố miền BT dưới neo bằng các lưới thép..

d. Tính toán không cho phép nứt:

Điều kiện chống nứt của cầu kiện là: $M \leq M_n$; (10 - 26)

M - Mô men do ngoại lực gây ra.

M_n - Mô men mà cầu kiện chịu được trước khi xuất hiện khe nứt (trạng thái I_a).

Cơ sở để tính chống nứt là trạng thái I_a : $M_n = R_{kc} \cdot W_n + M_1$. (10 - 27)

M_1 - Mô men tác dụng ở giai đoạn I_6 . (lúc $\sigma_b = 0$)

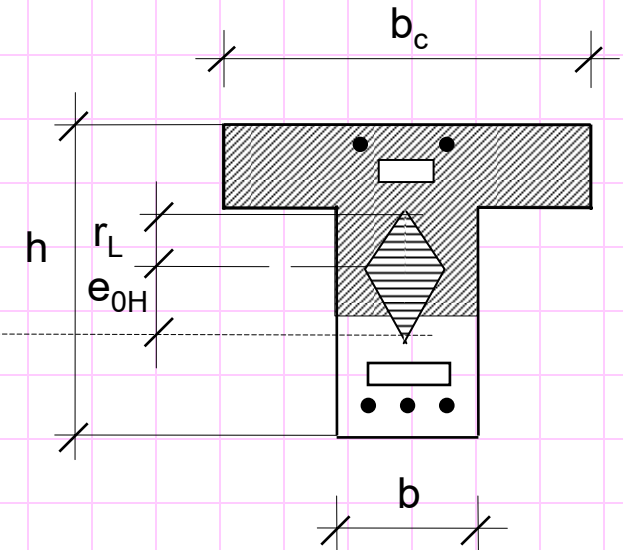
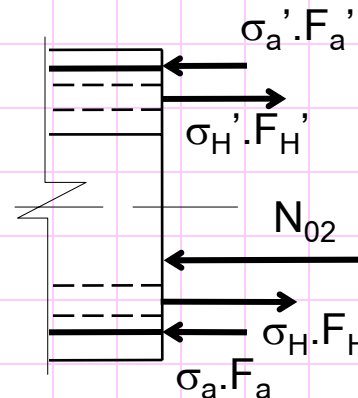
$R_{kc} \cdot W_n$ - Mô men để trạng thái ứng suất tăng từ $I_6 \rightarrow I_a$;

W_n - Mô men kháng đàn hồi dẻo của TD quy đổi ngay trước khi xuất hiện vết nứt

Nếu ta dời N_{02} về đỉnh lõi của TD tương đương việc tác dụng vào cầu kiện một mô men

$$M_L = N_{02} \cdot (e_{0H} + r_L);$$

Theo tính chất của lõi: khi có lực N đặt tại đỉnh thì trục TH đi qua mép của TD (tức mép dưới của TD có $\sigma_b = 0$).



Về mặt giá trị: $M_1 = M_L = N_{02} \cdot (e_{0H} + r_L)$;

Suy ra $M_n = N_{02} \cdot (e_{0H} + r_L) + R_{kc} \cdot W_n$;

Chú ý:

Khi tính N_{02} là hợp lực của tất cả các ứng lực trong cốt thép ULT và cốt thép thường, có kể tất cả các hao tổn.

r_L - Khoảng cách từ đỉnh lõi đến trọng tâm của TD tương đương $r_L = 0,8 \frac{W_0}{F_{qd}}$;
TRƯỚC 30



Giáo trình kỹ thuật xây dựng

Kết cấu bê tông cốt thép



MỞ ĐẦU.

1. BẢN CHẤT CỦA BÊ TÔNG CỐT THÉP:

Bê tông cốt thép là vật liệu xây dựng phức hợp do BT và cốt thép cùng cộng tác chịu lực:

Bê tông là đá nhân tạo được chế tạo từ các vật liệu rời (Cát, sỏi,...gọi là cốt liệu) và chất kết dính (Xi măng hoặc các chất dẻo).

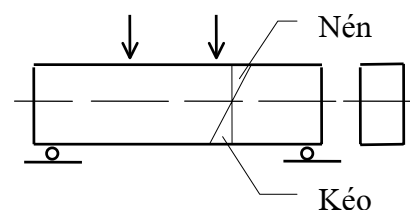
Bê tông cốt thép:

Bê tông	Nén tốt Kéo kém
Cốt thép	Kéo, nén tốt

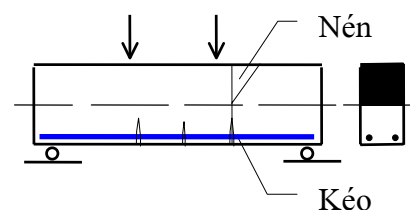
Cùng phối hợp làm việc

Để thấy rõ ý nghĩa kinh tế kỹ thuật của việc đặt cốt thép vào BT tạo nên 1 kết cấu BTCT, làm thí nghiệm đơn giản sau:

- Uốn một dầm bê tông ta thấy dầm bị phá hoại khá sớm do vết nứt xuất hiện ở vùng bê tông chịu kéo. Trong khi đó vùng BT chịu nén ứng suất nén còn khá bé so với khả năng chịu nén của BT. Như vậy khả năng chịu lực của BT vùng nén chưa được tận dụng hết gây lãng phí vật liệu (Mà thường khả năng chịu nén của BT lớn hơn từ 10-20 lần khả năng chịu kéo của nó).



Cũng dầm tương tự như vậy nhưng nếu đặt một lượng cốt thép thích hợp vào vùng bê tông chịu kéo thì khả năng chịu lực của dầm tăng lên rất nhiều. Khi BT vùng kéo bị nứt thì cốt thép sẽ thay thế BT tiếp nhận toàn bộ ứng lực trong vùng kéo, và dầm vẫn còn khả năng chịu tải. Dầm BTCT chỉ bị phá hoại khi BT vùng nén bị ép vỡ hoặc cốt thép chịu kéo bị đứt.



Mặc khác thép chịu kéo và nén đều tốt nên có thể đặt thép vào cả vùng chịu nén để tăng khả năng chịu lực của vùng nén, giảm kích thước tiết diện hoặc để chịu các lực kéo xuất hiện ngẫu nhiên.

Vậy thực chất bê tông cốt thép là một vật liệu xây dựng hỗn hợp mà trong đó bê tông và cốt thép đã liên kết hợp lý với nhau để cùng làm việc trong một kết cấu.

Sở dĩ bê tông và cốt thép có thể cùng làm việc được là do:

- **Lực dính bám giữa BT và cốt thép:** Bê tông khi ninh kết thì dính chặt với cốt thép nên ứng lực có thể truyền từ BT sang cốt thép và ngược lại. Lực dính có ý nghĩa hàng đầu, nhờ đó có thể khai thác hết khả năng chịu lực của cốt thép, hạn chế bề rộng khe nứt...

- **Giữa bê tông và thép không xảy ra phản ứng hóa học có hại.** Bê tông có độ đặc chắc, bao bọc bảo vệ cốt thép không bị han rỉ và ngăn ngừa tác dụng có hại của môi trường đối với thép.

- **Bê tông và thép có hệ số giãn nở nhiệt gần bằng nhau** ($\alpha_{ct} = 1,2 \cdot 10^{-5}$; $\alpha_b = 10^{-5} \sim 1,5 \cdot 10^{-5}$). Nên khi nhiệt độ thay đổi trong phạm vi thông thường dưới 100°C thì ứng suất (ban đầu) xảy ra trong vật liệu không đáng kể.

2. PHÂN LOẠI BTCT:

2.1. Phân loại theo phương pháp chế tạo :

a. **Bê tông cốt thép toàn khối (BTCT đổ tại chỗ):**

BTCT toàn khối khi thi công người ta tiến hành ghép ván khuôn, đặt cốt thép và đổ BT ngay tại vị trí thiết kế của kết cấu.

- * Ưu điểm: - Các cấu kiện liên kết toàn khối nên kết cấu có độ cứng lớn, chịu tải trọng động tốt.
 - Có thể chế tạo các cấu kiện theo hình dáng tùy ý.
- * Nhược điểm: - Tốn vật liệu làm ván khuôn, đà giáo.
 - Thi công chịu ảnh hưởng thời tiết.

Trong thực tế biện pháp thi công này là phổ biến, người ta đã có nhiều biện pháp hiệu quả để khắc phục các nhược điểm trên: Sử dụng ván khuôn vạm năng bằng kim loại, ván khuôn trượt, dùng phụ gia đông cứng nhanh, dùng BT thương phẩm ...

b. **Bê tông cốt thép lắp ghép:**

Theo phương pháp này người ta phân kết cấu thành các cấu kiện riêng biệt để có thể chế tạo sẵn ở nhà máy hay sân bãi, rồi đem lắp ghép lại thành kết cấu tại vị trí thiết kế. PP này khắc phục được phần nào nhược điểm của BT toàn khối.

- * Ưu điểm: - Có điều kiện Công nghiệp hóa trong thi công xây dựng.
 - Tiết kiệm vật liệu làm ván khuôn.
 - Rút ngắn thời gian thi công, đảm bảo chất lượng.. ..
- * Nhược điểm: - Cần có các phương tiện vận chuyển, cầu lắp.
 - Xử lý các mối nối phức tạp.
 - Độ cứng của kết cấu không lớn.

BTCT lắp ghép có hiệu quả về sử dụng nhân lực, phương tiện thi công và nguyên vật liệu khi làm tốt công tác tiêu chuẩn hóa và định hình hóa.

c. **Bê tông cốt thép nửa lắp ghép:**

Theo PP nửa lắp ghép, người ta tiến hành lắp ghép các cấu kiện được chế tạo sẵn chưa hoàn chỉnh, sau đó đặt thêm cốt thép, ghép ván khuôn và đổ BT tại chỗ để hoàn chỉnh kết cấu.

- * Ưu điểm: - Độ cứng của kết cấu lớn.
 - Giảm khối lượng ván khuôn, có thể loại bỏ cột chống.
- * Nhược điểm: - Cần giải quyết tốt liên kết giữa BT cũ và mới.
 - Tổ chức thi công phức tạp.

2.2. Phân loại theo cốt thép :

- Bê tông có cốt mềm. ($d < 40\text{mm}$, dễ uốn).
- Bê tông có cốt cứng ($d > 40\text{mm}$, thép hình).

2.3. Phân loại theo trạng thái ứng suất:

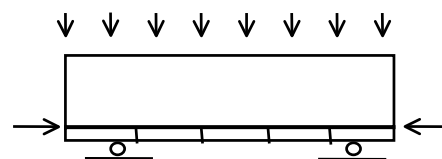
a. Bê tông cốt thép thường:

Khi chế tạo cấu kiện, cốt thép ở trạng thái không có ứng suất. Ngoài các nội ứng suất do co ngót và nhiệt độ, trong BT và cốt thép chỉ xuất hiện ứng suất khi có tải trọng.

b. Bê tông cốt thép ứng lực trước:

Khi chế tạo cấu kiện, cốt thép ban đầu được kéo căng, liên kết chặt với BT, khi buông ra cốt thép co lại gây nén trong BT.

Nhờ có ứng suất nén trước trong BT, người ta có thể không cho xuất hiện vết nứt hoặc hạn chế bề rộng khe nứt.



2.4. Phân loại theo trọng lượng thể tích:

Bê tông nặng có $\gamma \geq 1800 \text{ kg/m}^3$ (~2500): Sẽ nghiên cứu trong giáo trình.

Bê tông nhẹ có $\gamma < 1800 \text{ kg/m}^3$: Phương hướng hiện nay.

3. ƯU NHƯỢC ĐIỂM CỦA BTCT

3.1. Ưu điểm:

Rẻ tiền hơn so với thép khi kết cấu có nhịp vừa và nhỏ, cùng chịu tải như nhau. Sử dụng vật liệu địa phương (cát, sỏi, đá..) tiết kiệm thép.

Chịu lực tốt hơn kết cấu gỗ và gạch đá. Kết cấu BTCT chịu được tất cả các loại tải trọng tĩnh, động và động đất.

Chịu lửa tốt hơn gỗ và thép. Bê tông bảo vệ cho cốt thép không bị nung nóng sớm. Chỉ cần lớp bê tông dày 1,5~2 cm đủ để tránh hậu quả tai hại do những đám cháy bình thường gây ra.

Tuổi thọ của công trình cao, chi phí bảo dưỡng ít. BT có cường độ tăng theo thời gian, chống chịu tác động của môi trường tốt, cốt thép được BT bao bọc bảo vệ không bị gỉ.

Việc tạo dáng cho kết cấu thực hiện dễ dàng. Vữa BT khi thi công ở dạng nhão có thể đổ vào các khuôn có hình dáng bất kỳ, cốt thép đủ dẻo để uốn theo hình dạng của kết cấu.

3.2. Nhược điểm:

Trọng lượng bản thân lớn nên gây khó khăn cho việc xây dựng kết cấu có nhịp lớn bằng BTCT thường.

Khắc phục: Dùng BT nhẹ, BTCT U LT, kết cấu vỏ mỏng,...

Bê tông cốt thép dễ có khe nứt ở vùng kéo khi chịu lực. Với kết cấu BTCT có khe nứt trong vùng chịu kéo là khó tránh khỏi, thông thường thì bề rộng khe nứt không lớn lắm và ít ảnh hưởng đến chất lượng sử dụng của kết cấu. Tuy nhiên trong thực tế cũng có trường hợp có nhu cầu phải ngăn ngừa hoặc hạn chế khe nứt: kết cấu trong môi trường xâm thực, các đường ống hay bể chứa chất lỏng.. Để khắc phục: Tính toán hạn chế khe nứt, sử dụng BTCT ULT..

Cách âm và cách nhiệt kém hơn gỗ và gạch đá. Có thể sử dụng kết cấu có lỗ rỗng, kết cấu nhiều lớp, BT xốp..

Thi công phức tạp, khó kiểm tra chất lượng. Khắc phục: Bê tông cốt thép lắp ghép.

Khó gia cố và sửa chữa. (Đóng đinh, đục,...) . Thiết kế cần phải phù hợp yêu cầu sử dụng hiện tại và dự kiến phát triển mở rộng, .

4. PHẠM VI ỨNG DỤNG CỦA BÊ TÔNG CỐT THÉP

Bê tông ngày nay được sử dụng rộng rãi trong các ngành xây dựng và trở thành một trong những vật liệu xây dựng chủ yếu. (Vật liệu của thế kỉ: 70~80% bê tông cốt thép.)

Bê tông cốt thép được sử dụng rộng rãi ở các nước Liên xô 71%, Mỹ 58%, Pháp 79%, Đức 64%.

Xây dựng công nghiệp: Kết cấu chịu lực nhà 1 tầng và nhiều tầng, ống khói, bun ke, xi lô, móng máy, hành lang vận chuyển v.v.. Công trình cấp thoát nước...

Xây dựng dân dụng:

Xây dựng công trình giao thông: Cầu, đường, tà vẹt, âu tàu, cầu tàu, vỏ hầm xe điện ngầm...

Xây dựng công trình thủy lợi: Trạm bơm, máy dẫn nước, đập, thủy điện,...

Xây dựng công trình quốc phòng: Công sự kiên cố, doanh trại,...

Xây dựng công trình thông tin.

5. SƠ LƯỢC LỊCH SỬ PHÁT TRIỂN:

1850: Lambot (Pháp) chế tạo chiếc tàu bằng lưới sắt ngoài trát vôi thủy,...

Quá trình phát triển chia thành 3 giai đoạn:

- Giai đoạn phát minh và mò mẫm trong thực tiễn, bố trí cốt thép theo cảm tính.
- Giai đoạn nghiên cứu lí luận và sử dụng rộng rãi (sau 1880), nghiên cứu về cường độ của BT và cốt thép, lực dính giữa BT và cốt thép, giải thích sự làm việc chung giữa chúng.
- Giai đoạn phát triển hiện tại: XD các phương pháp tính toán theo ứng suất cho phép dựa trên cơ sở của môn SBVL, tính theo giai đoạn phá hoại có xét đến tính biến dạng dẻo của vật liệu, tính theo trạng thái giới hạn. Nghiên cứu và chế tạo thành công BTCT ULT (Xem giáo trình bê tông cốt thép _ Phạm sĩ Liên, 7).

Hội nghị lần thứ 7 BTCT ULT toàn thế giới (26 nước) Tại New York có 102 đại biểu Xã Hội Chủ Nghĩa, họp hơn 1 tuần.

Đã thưởng 3 huân chương Freisine: Mikhilop (Liên Xô), Link (Mĩ), Leônad (Đức),... Bê tông cường độ cao: 1000,1500,2000,2500#. Tháp vô tuyến Canada bằng BTCT ULT cao 545m; Cầu bản dầm Nhật vượt nhịp $l=230m$; Tầm đáy của nhà máy điện nguyên tử (Đức) $90*60*3m$ không cần khe lún; Khoa Vật liệu xây dựng trường giao thông Mascova: bê tông 3000#.

BÊ TÔNG CỐT THÉP ỨNG LỰC TRƯỚC.

1. KHÁI NIỆM CHUNG:

Xét một dầm nhịp đơn: đặt vào lực nén trước N và tải trọng sử dụng P .

Dưới tác dụng của tải P ở mép dưới của dầm xuất hiện ứng suất kéo.

Ngược lại, do lực nén N ở mép dưới có ứng suất nén, làm giảm hoặc triệt tiêu ứng suất kéo do tải trọng gây ra. Để dầm không bị nứt thì ứng suất tổng cộng ở mép dưới $\leq R_k$.

Để tạo ra và duy trì lực nén trước N , người ta căng cốt thép rồi gắn chặt vào BT (nhờ lực dính hoặc neo). Như vậy trước khi chịu tải, cốt thép đã được căng còn trong BT đã có nén trước.

* Ưu, nhược điểm của BTCT ỨLT:

- Ưu điểm:

Dùng được thép có cường độ cao: Trong BTCT thường, khe nứt đầu tiên xuất hiện khi ứng suất trong cốt thép mới đạt khoảng 200-300 KG/cm². Khi dùng thép có cường độ cao $R = 10.000-12.000$ KG/cm² để tận dụng hết khả năng chịu lực của cốt thép bề rộng khe nứt sẽ rất lớn.

Sử dụng thép cường độ cao sẽ tiết kiệm từ 10-80% lượng thép (các cấu kiện nhịp lớn 50-80%, cấu kiện nhịp nhỏ do cốt thép cấu tạo chiếm tỉ lệ lớn nên ít hiệu quả, khoảng 15%).

Khả năng chống nứt cao hơn (do đó khả năng chống thấm tốt hơn): Với BTCT ỨLT có thể chế tạo các cấu kiện không xuất hiện vết nứt hoặc hạn chế bề rộng khe nứt khi chịu tải trọng sử dụng. BTCT ỨLT được sử dụng trong các kết cấu chống nứt cao: Ống có áp, bể chứa chất lỏng, chứa khí..

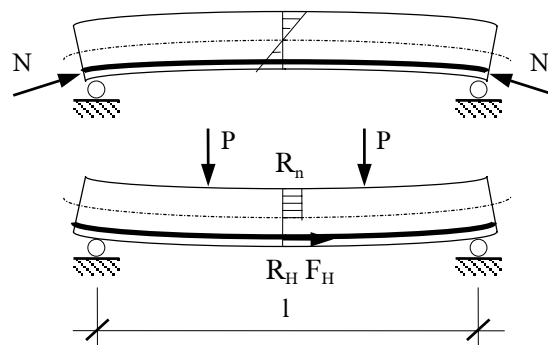
Có độ cứng lớn hơn (do đó độ võng, biến dạng bé): thích hợp cho các kết cấu nhịp lớn. Nhờ khả năng chống nứt và độ cứng lớn nên tính chống mỏi cao, chịu tải trọng động tốt.

Mở rộng phạm vi sử dụng kết cấu BTCT lắp ghép và nửa lắp ghép.

- Nhược điểm:

Ứng lực trước có thể gây ứng suất kéo ở phía đối diện làm nứt BT.

Đòi hỏi thiết bị đặc biệt, công nhân lành nghề, có sự kiểm soát chặt chẽ về kỹ thuật, phải đảm bảo an toàn lao động cao..



2. CÁC PHƯƠNG PHÁP GÂY ỨNG LỰC TRƯỚC:

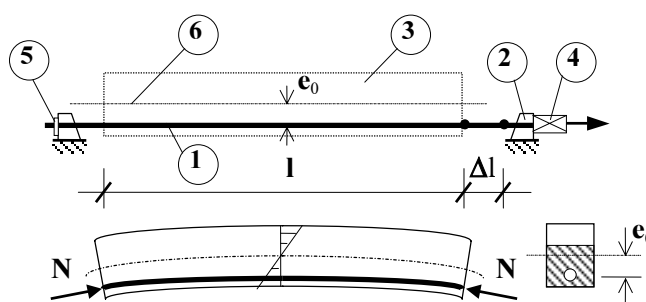
2.1. PP căng trước (căng trên bê):

Cốt thép ỨLT được neo một đầu cố định vào bê, đầu kia được kéo căng với lực N . Cốt thép được kéo trong giới hạn đàn hồi, độ giãn dài là Δl . Khi đó đầu còn lại sẽ được cố định vào bê.

Ghép ván khuôn, đặt cốt thép thường rồi đổ BT. Đợi BT đạt cường độ cần thiết R_0 thì buông cốt

thép: cốt thép ỨLT sẽ có xu hướng co lại, thông qua lực dính hoặc các neo BT sẽ bị nén với lực N bằng lực đã dùng để căng cốt thép.

Phương pháp căng trước thuận lợi với các cấu kiện vừa và nhỏ được sản xuất hàng loạt.



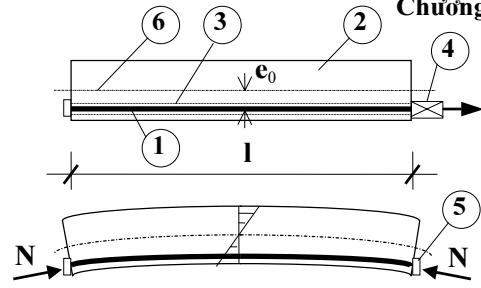
Sơ đồ PP căng trước:

- | | |
|-----------------|------------------------|
| 1. Cốt thép ỨLT | 4. Th.bị kéo thép |
| 2. Bê căng | 5. Th.bị cố định (neo) |
| 3. Ván khuôn | 6. Trụ trung hòa |

2.2. Phương pháp căng sau (căng trên BT):

Đặt cốt thép thường và các ống tạo rãnh (bằng tole, kẽm hoặc vật liệu khác) rồi đổ BT. Khi BT đạt cường độ cần thiết R_0 tiến hành căng cốt thép ULT với trị số ứng suất quy định, sau khi căng cốt thép được neo vào đầu cấu kiện, bơm vữa vào lấp kín các ống rãnh để tạo lực dính và bảo vệ cốt thép.

Phương pháp căng sau thích hợp với các cấu kiện lớn hoặc phải đổ tại chỗ.



Sơ đồ PP căng sau:

- | | |
|-----------------|-------------------|
| 1. Cốt thép ULT | 4. Th.bị kéo thép |
| 2. C.kiện BTCT | 5. Th.bị neo |
| 3. Ống rãnh | 6. Trục trung hòa |

2.3. Vật liệu:

a) Bê tông và vữa:

- Bê tông nặng mác ≥ 200 . Chọn mác BT phụ thuộc dạng, loại và đường kính cốt thép ULT, có dùng neo hay không dùng neo, phụ thuộc cường độ cần thiết khi bắt đầu gậy ULT, phụ thuộc loại và mức độ tải trọng tác dụng lên cấu kiện.
- Vữa dùng để lấp kín các khe thi công, các mối nối các cấu kiện lắp ghép, làm lớp bảo vệ cốt thép và neo: mác ≥ 150 .
- Vữa dùng để bơm vào các ống rãnh: mác ≥ 300 và phải có độ linh động cao (dễ chảy...), ít co ngót.

b) Cốt thép:

Dùng thép cường độ cao. Tốt nhất là dùng sợi thép cường độ cao. Thường dùng các bó sợi 3 sợi, 7 sợi.. có thể bện hoặc không bện.

Có thể dùng cốt thép thanh có gờ cường độ cao như thép cán nóng A-IV, thép gia công nhiệt A_T-IV trở lên.

Chọn loại thép cho cấu kiện phụ thuộc vào loại kết cấu và điều kiện làm việc của cốt thép dưới tác dụng của tải trọng, môi trường, nhiệt độ..

Khi chiều dài $\leq 12m$ nên dùng thép thanh, $\geq 12m$ dùng loại dây cáp hoặc bó sợi thép cường độ cao.

2.4. Các loại thiết bị neo:

a. Thiết bị neo trong PP căng trước:

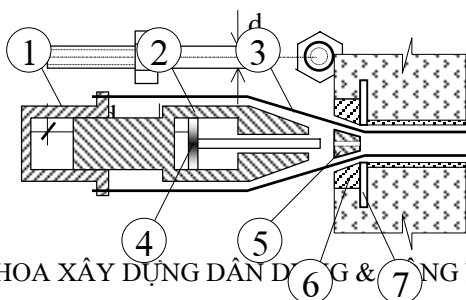
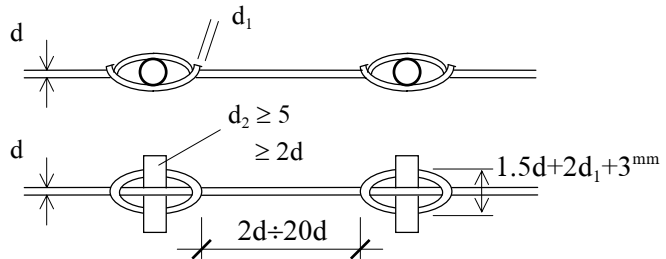
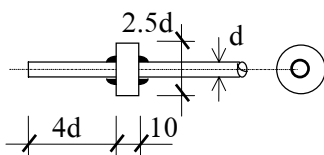
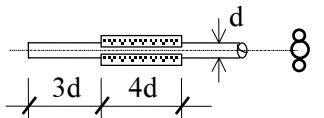
Trong PP căng trước, sự truyền lực giữa BT và cốt thép chủ yếu thông qua lực dính. Để tăng thêm lực dính ở 2 đầu có cấu tạo các mẫu neo đặc biệt:

- Với thép thanh có thể hàn thêm các đoạn thép ngắn hay vòng đệm, hoặc tạo ren các gờ xoắn ốc.
- Với thép sợi thường dùng neo loại vòng hoặc loại ống.

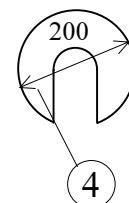
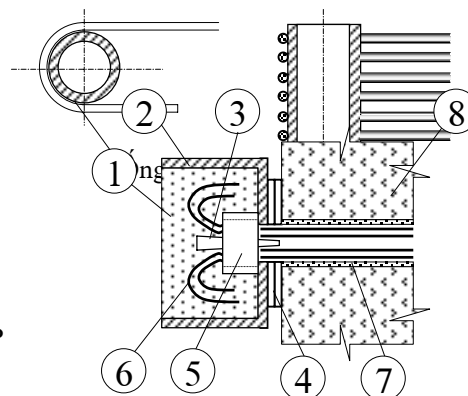
b. Thiết bị neo trong PP căng sau:

- Nếu dùng kích 2 chiều để căng các bó sợi thép không lớn lắm (khoảng 12-24 sợi $\varnothing 5$) thì dùng loại neo Freyssinet: Neo gồm 2 bộ phận chính là khối neo và chêm. Khối neo bằng thép hoặc BTCT. Chêm hình côn bằng thép cường độ cao xung quanh có gờ xoắn ốc để tăng ma sát, có rãnh giữa để bơm vữa.

- Nếu dùng kích 1 chiều thì dùng neo kiểu cốc: bên ngoài là một cốc thủng đáy bằng thép, bên trong là khối BT với các sợi thép ULT được bó chặt nhờ chốt hình côn và vòng kẹp.



KHOA XÂY DỰNG DÂN D Æ G & NG NGHIỆP



3. ĐẶC ĐIỂM CẤU TẠO:

Trong cấu kiện BTCT ULT sự liên kết tốt giữa BT và cốt thép là rất quan trọng. Do đó việc bố trí cốt thép cần tuân thủ các qui định sau:

- PP căng trước:

Không được dùng thép không có gờ, không có viền hoặc không gia công bề mặt để làm BTCT ULT.

Nếu dùng thép có gờ, thép tròn hoặc thép bản xoắn lại.. thì không cần thiết có neo, nhưng phải cách đầu mút một đoạn truyền lực $\geq l_{tr}$ cốt thép mới phát huy tác dụng:

$$l_{tr} = \left(m_{tr} \frac{\sigma_{01}}{R_0} + \Delta_n \right) d ;$$

Trong đó: σ_0 - Ứng suất trong cốt thép sau khi kể đến các hao hụt xảy ra trước khi buông CT.

R_0 - Cường độ chịu nén của BT lúc buông cốt thép.

d - Đường kính cốt thép ULT.

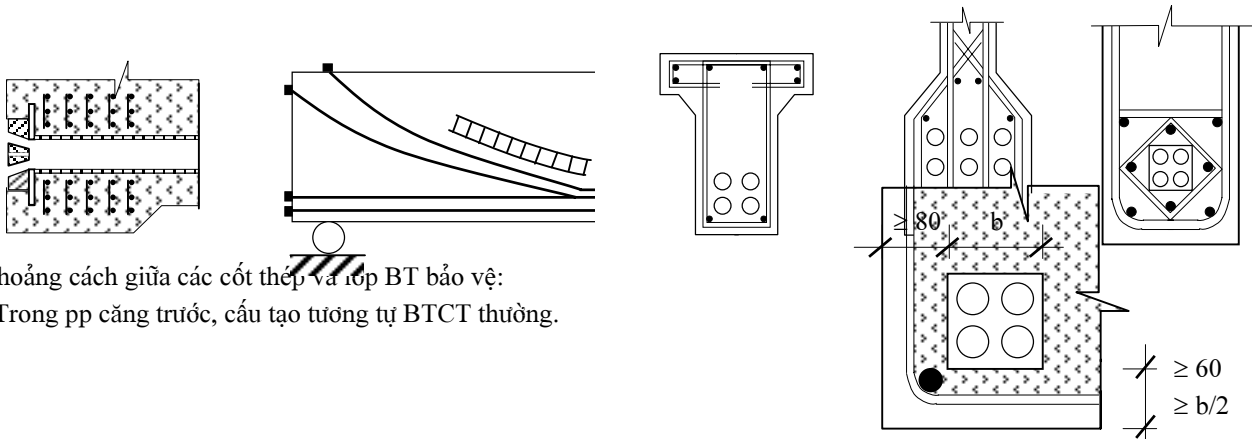
m_{tr}, Δ_n - Các hệ số lấy theo bảng sau:

Dạng và loại cốt thép	Hệ số		Dạng và loại cốt thép	Hệ số	
	m_{tr}	Δ_n		m_{tr}	Δ_n
Thép thanh có gờ	0.3	10	Thép bện 7 sợi d=15	1.25	25
Sợi thép có gờ d=5	1.8	40	12	1.4	25
4	1.8	50	9	1.6	30
3	1.8	60	7.5; 6; 4.5	1.8	40

- PP căng sau: Nhất thiết phải dùng các loại neo đặc biệt.

Ứng suất nén tại đầu cấu kiện rất lớn thường > cường độ chịu nén của BT, để tránh phá hoại cục bộ cần phải tăng TD tại đầu cấu kiện, hoặc gia cố bằng cốt đai dày kín, các lưới thép phụ trên đoạn ≥ 2 lần chiều dài thiết bị neo (≥ 10 lần đường kính cốt dọc và ≥ 200). Bố trí 5-8 lưới cách nhau 50-70 đường kính thép của lưới ≥ 5 và $\geq 1/4$ đường kính cốt dọc.

Có thể cấu tạo các tấm thép đệm dưới các neo hoặc uốn bớt cốt thép neo lên mép trên để giảm sự tập trung ứng suất. (tại vị trí uốn cốt dọc cần bố trí cốt đai phụ để gia cường)



Khoảng cách giữa các cốt thép và lớp BT bảo vệ:

- Trong pp căng trước, cấu tạo tương tự BTCT thường.

- Trong pp căng sau:

Nếu cốt thép ứng lực trước đặt trong các rãnh thì chiều dày lớp BT bảo vệ kể từ mặt ngoài của cấu kiện đến mặt trong rãnh $\geq (20 \text{ và } 1/2 \text{ đường kính rãnh})$, khi đường kính rãnh > 32 thì lớp bảo vệ \geq đường kính rãnh.

Khi trong rãnh bố trí một số bó sợi hoặc thép thanh thì lớp BT bảo vệ ≥ 80 với thành bên, $\geq (60 \text{ và } 1/2 \text{ bề rộng rãnh})$ với mặt đáy.

Khoảng cách giữa các rãnh \geq (đường kính rãnh và 50), đồng thời sao cho việc căng cốt thép được dễ dàng, không bị phá hoại cục bộ khi buông cốt thép.

4. CÁC CHỈ DẪN CƠ BẢN VỀ TÍNH TOÁN:

4.1. Trị số ứng suất trong BT và cốt thép:

- Trị số ứng suất giới hạn σ_0 & σ_0' trong cốt thép F_H & F_H' theo qui phạm khi căng thép bằng phương pháp cơ học:

Đối với thép thanh: $0.35R_{HC} \leq \sigma_0 \leq 0.95 R_{HC}$; (10 - 1)

Đối với thép sợi cường độ cao: $0.25R_{HC} \leq \sigma_0 \leq 0.75 R_{HC}$; (10 - 2)

- Trị số ứng suất khống chế: để kiểm tra ứng suất trong cốt thép ở thời điểm kết thúc việc căng trên bệ hoặc tại vị trí đặt lực căng khi căng trên BT.

Khi căng trên bệ: Trị số ứng suất khống chế lấy bằng trị số ứng suất giới hạn σ_0 & σ_0' sau khi đã kể đến các tổn hao do biến dạng của neo và của ma sát (σ_{neo} & σ_{ms}):

$$\sigma_{HK} = \sigma_0 - \sigma_{neo} - \sigma_{ms}; \quad \sigma_{HK}' = \sigma_0' - \sigma_{neo}' - \sigma_{ms}'; \quad (10 - 3)$$

Khi căng trên BT: $\sigma_{HK} = \sigma_0 - n_H \cdot \sigma_{BH}$; $\sigma_{HK}' = \sigma_0' - n_H \cdot \sigma_{BH}'$; (10 - 4)

Trong đó σ_{BH} & σ_{BH}' là ứng suất trước trong BT ở ngang mức trọng tâm F_H & F_H' (có kể đến các tổn hao trước khi ép BT).

n_H là tỉ số giữa mô đun đàn hồi của cốt thép ULT E_H và mô đun đàn hồi của BT:

$$n_H = E_H / E_a;$$

- Hệ số chính xác khi căng m_t : Xét đến các sai số của các dụng cụ đo, do các nguyên nhân khác chưa được xét đến một cách chính xác khi tính toán..

$m_t = 0.9$ hoặc 1.1 nếu việc giảm hoặc tăng ứng suất trước trong cốt thép là bất lợi đối với kết cấu.

$m_t = 1$ khi tính toán các hao tổn ứng suất trong cốt thép hoặc khi tính toán sự mở rộng khe nứt, biến dạng.

- Cường độ của BT lúc buông cốt thép ULT R_0 : $R_0 \geq 0.8 R_{tké}$;
 $R_0 \geq 140 \text{ KG/cm}^2$;

Và nếu dùng cốt thép thanh loại AT-IV và dây cáp: $R_0 \geq 200 \text{ KG/cm}^2$;

Trạng thái ứng suất của TD	Phương pháp căng	Tỉ số σ_{BH} / R_0 Khi nén:	
		Đúng tâm	Lệch tâm
Ứng suất nén tăng khi ngoại lực tác dụng	Căng trước	0.50	0.55
	Căng sau	0.45	0.50
Ứng suất nén giảm khi ngoại lực tác dụng	Căng trước	0.65	0.75
	Căng sau	0.55	0.65

4.2. Sự tổn hao ứng suất trong cốt thép ULT:

a. Do tính chùng ứng suất của cốt thép (σ_{ch}):

- Hiện tượng chùng ứng suất là hiện tượng ứng suất ban đầu trong cốt thép ULT giảm bớt theo thời gian trong khi chiều dài của cốt thép không đổi.

Khi căng bằng PP cơ học, đối với thép sợi: $\sigma_{ch} = \left(0.22 \frac{\sigma_0}{R_{HC}} - 0.1 \right) \cdot \sigma_0$; (10 - 5)

đối với thép thanh: $\sigma_{ch} = 0,1 \cdot \sigma_0 - 200$; (10 - 6)

Trị số σ_0 không kể đến các hao tổn ứng suất. Nếu tính được $\sigma_{ch} < 0$ thì lấy $\sigma_{ch} = 0$;

b. Do chênh lệch nhiệt độ giữa cốt thép và bộ căng (σ_{nh}):

Tổn hao σ_{nh} xảy ra khi BT đông cứng trong điều kiện dưỡng hộ nhiệt:

$$\sigma_{nh} = 12.5\Delta t; \tag{10 - 7}$$

Trong đó Δt là chênh lệch nhiệt độ giữa cốt thép và bộ căng (tính = $^{\circ}C$).

Khi không có số liệu chính xác thì lấy $\Delta t = 65^{\circ}C$;

c. Do biến dạng của neo và sự ép sát các tấm đệm (σ_{neo}):

$$\sigma_{neo} = \frac{\lambda}{L} . E_H ; \tag{10 - 8}$$

Trong đó L - Chiều dài của cốt thép căng (trong PP căng trước là khoảng cách giữa 2 bộ căng, trong PP căng sau là chiều dài của cốt thép nằm trong cấu kiện).

λ - Tổng các biến dạng của bản thân neo, của các khe hở, sự ép sát các tấm đệm.. Lấy theo thực nghiệm . Nếu không có số liệu thực nghiệm thì lấy $\lambda = 2mm$;

d. Do ma sát giữa cốt thép và thành ống (σ_{ms}):

Trong PP căng sau:
$$\sigma_{ms} = \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{1}{e^{kx + \mu\theta}} \right); \tag{10 - 9}$$

Trong đó e - Hệ số logarit tự nhiên.

k - Hệ số xét đến sự sai lệch vị trí đặt ống so với vị trí thiết kế. (Tra bảng)

x - Chiều dài đoạn ống (tính = m) kể từ thiết bị căng gần nhất đến TD tính toán.

μ - Hệ số ma sát giữa cốt thép và thành ống;

θ - Tổng góc xoay của trục cốt thép (tính = radian);

Trong PP căng trước nếu có gá các thiết bị đặc biệt để tạo độ cong tính σ_{ms} theo công thức trên với $x = 0$ & $\mu = 0.25$;

Loại ống rãnh	Trị số k	Trị số μ khi cốt thép là	
		Bó sợi thép	Thanh có gờ
Ống có bề mặt kim loại	0.003	0.35	0.40
Ống có bề mặt BT - tạo nên bằng lõi cứng	0	0.55	0.65
- tạo nên bằng lõi mềm	0.0015	0.55	0.65

e. Do từ biến nhanh ban đầu của BT (σ_{tbn}):

Trong PP căng trước, hao tổn này xảy ra ngay sau khi buông cốt thép để ép BT.

Đối với BT khô cứng tự nhiên:

$$\sigma_{tbn} = 500. \frac{\sigma_{bH}}{R_0}; \quad \text{khi } \frac{\sigma_{bH}}{R_0} \leq a \tag{10 - 10}$$

$$\sigma_{tbn} = 500.a.1000.b \left(\frac{\sigma_{bH}}{R_0} - a \right); \quad \text{khi } \frac{\sigma_{bH}}{R_0} > a \tag{10 - 11}$$

Trong đó a, b - Hệ số phụ thuộc vào mác BT, với BT mác ≥ 300 : $a = 0.6$; $b = 1.5$

σ_{bH} - Ứng suất nén trước trong BT ở ngang mức trọng tâm của cốt thép căng, có kể đến các hao tổn: σ_{ch} , σ_{ms} , σ_{neo} và σ_{nh} .

Nếu BT đông cứng trong điều kiện được dưỡng hộ nhiệt thì σ_{tbn} được tính theo công thức trên có nhân thêm hệ số 0.85;

f. Do co ngót của BT (σ_{co}):

Đối với BT nặng, đông cứng trong điều kiện tự nhiên lấy σ_{co} theo bảng sau (tính = KG/cm²):

Trong PP căng sau σ_{co} bé hơn vì trước khi buông cốt thép, BT đã co ngót được 1 phần

Mác Bê tông	Phương pháp căng	
	Căng trước	Căng sau
≤ M400	400	300
≤ M500	500	350
≤ M600	600	500

g. Do t ừ biến của BT (σ_{tb}):

Hao tổn do từ biến xảy ra trong quá trình BT chịu nén lâu dài. Đối với BT nặng:

$$\sigma_{tb} = 2000.k. \frac{\sigma_{bH}}{R_0} \quad \text{khi } \frac{\sigma_{bH}}{R_0} \leq 0.6;$$

$$\sigma_{tb} = 4000.k. \left(\frac{\sigma_{bH}}{R_0} - 0.3 \right) \quad \text{khi } \frac{\sigma_{bH}}{R_0} > 0.6; \quad (10 - 12)$$

Trong đó $k = 1$ đối với BT đông cứng tự nhiên; $k = 0.85$ đối với BT được dưỡng hộ nhiệt; σ_{bH} được lấy như khi tính hao tổn do từ biến nhanh.

h. Do BT bị ép lõm (σ_{el}) (cốt thép vòng, cốt thép xoắn ốc):

Một số cấu kiện tròn như: bể chứa, ống dẫn.. cốt thép U^LT vòng sẽ ép lõm mặt BT.

Nếu đường kính của cấu kiện < 3m: $\sigma_{el} = 300 \text{ KG/cm}^2$;

Nếu đường kính của cấu kiện > 3m thì có thể bỏ qua.

Ngoài các hao tổn cơ bản trên đây, trong một số trường hợp cần xét đến các ứng suất hao do biến dạng của khuôn thép, do ép sát các khối lắp ghép, do tải trọng chịu tải trọng rung động..

Các ứng suất hao tổn được chia làm 2 nhóm: Ứng suất hao xảy ra trong quá trình chế tạo cũng như khi ép BT (σ_{h1}), và ứng suất hao xảy ra sau khi kết thúc ép BT (σ_{h2}).

- Trong PP căng trước: $\sigma_{h1} = \sigma_{ch} + \sigma_{nh} + \sigma_{neo} + \sigma_{ms} + \sigma_{tbn}$;

$$\sigma_{h2} = \sigma_{co} + \sigma_{tb} ;$$

- Trong PP căng sau: $\sigma_{h1} = \sigma_{neo} + \sigma_{ms}$;

$$\sigma_{h2} = \sigma_{ch} + \sigma_{co} + \sigma_{tb} + \sigma_{el} ;$$

$$\text{Tổng hao tổn } \sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2} \geq 1000 \text{ KG/cm}^2 ;$$

5. CẤU KIỆN CHỊU KÉO TRUNG TÂM:

- Cấu kiện chịu kéo bằng BTCT U^LT thường gặp như: thanh cánh hạ của dàn, thanh căng của vòm, ống dẫn có áp, bể chứa tròn..

5.1. Các giai đoạn của trạng thái U^S-BD:

a. Cấu kiện căng trước:

Trạng thái ứng suất-biến dạng của cấu kiện cũng gồm 3 giai đoạn như BTCT thường, nhưng giai đoạn I được chia làm 6 giai đoạn trung gian:

Giai đoạn I₁: Cốt thép U^LT đặt vào khuôn nhưng chưa căng, ứng suất trong cốt thép $\sigma_H = 0$;

Giai đoạn I₂: Cốt thép U^LT được căng đến ứng suất khống chế $\sigma_H = \sigma_{HK} = \sigma_0 - \sigma_{neo} - \sigma_{ms}$ rồi cố định vào bệ, đổ BT;

Giai đoạn I₃: Trong thời gian chờ BT đạt cường độ R_0 , xảy ra các hao tổn làm giảm ứng suất căng trước trong cốt thép U^LT $\sigma_H = \sigma_{HK} - (\sigma_{ch} + \sigma_{nh})$;

Giai đoạn I₄: Khi BT đạt cường độ R_0 thì buông cốt thép để ép BT.

Ứng suất hao tổn sau khi buông cốt thép là $\sigma_{h1} = \sigma_{ch} + \sigma_{nh} + \sigma_{neo} + \sigma_{ms} + \sigma_{tbn}$;

Ứng suất trong cốt thép U^LT là $\sigma_H = \sigma_0 - \sigma_{h1} - n_H \cdot \sigma_b$;

Và ứng suất nén trước trong BT :
$$\sigma_b = \frac{N_{01}}{F_{qd}} ; \quad (10 - 13)$$

Trong đó N_{01} là lực nén khi bắt đầu buông cốt thép: $N_{01} = (\sigma_0 - \sigma_{h1})F_H - \sigma_{tbn} \cdot F_a$; (Ở đây khi tính σ_{h1} không kể hao tổn do từ biến nhanh).

F_{qd} là diện tích BT tương đương của TD: $F_{qd} = F_b + n_a \cdot F_a + n_H \cdot F_H$;

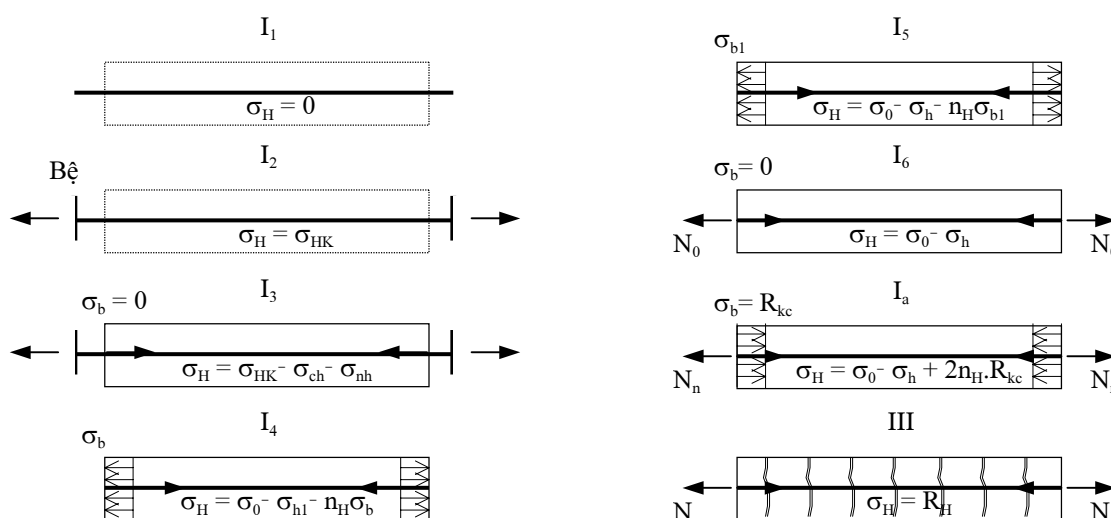
Giai đoạn I₅: Trước khi sử dụng cấu kiện, do co ngót và từ biến của BT, có các hao tổn $\sigma_{h2} = \sigma_{co} + \sigma_{tb}$; Vậy ứng suất hao tổng cộng là $\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$;

Ứng suất trong cốt thép U_LT: $\sigma_H = \sigma_0 - \sigma_h - n_H \cdot \sigma_{b1}$;

Giai đoạn I₆: Cho cấu kiện chịu kéo, ứng suất do tải trọng gây kéo thêm trong cốt thép U_LT, đồng thời làm giảm ứng suất nén trước trong BT. Khi ứng suất trong BT triệt tiêu ($\sigma_b = 0$) thì:

$$\sigma_H = \sigma_0 - \sigma_h ;$$

Giai đoạn I₄: Tải trọng tăng, BT chịu kéo. Khi ứng suất trong BT đạt R_{kc} , cấu kiện sắp bị nứt; Ứng suất trong cốt thép U_LT lúc này là: $\sigma_H = \sigma_0 - \sigma_h + 2n_H \cdot R_{kc}$;



Giai đoạn II: Tải trọng tăng, khe nứt xuất hiện. Lúc này toàn bộ lực kéo do cốt thép chịu, ứng suất kéo trong cốt thép tăng lên theo tải trọng tương tự như cấu kiện BTCT thường.

Giai đoạn III: Giai đoạn phá hoại, khe nứt mở rộng. Sự phá hoại xảy ra khi ứng suất trong cốt thép đạt tới giới hạn chịu kéo.

Nhận xét: Việc gây U_LT chỉ nâng cao khả năng chống nứt, hạn chế bề rộng khe nứt của cấu kiện, không cải thiện về khả năng chịu lực.

b. Cấu kiện căng sau:

Các giai đoạn của trạng thái ứng suất biến dạng của cấu kiện cũng tương tự như trường hợp căng trước, chỉ khác là trong giai đoạn I:

Giai đoạn I₁: Luân cốt thép U_LT vào rãnh nhưng chưa căng, ứng suất trong cốt thép $\sigma_H = 0$;

Giai đoạn I₄: Căng cốt thép U_LT đến ứng suất khống chế $\sigma_{HK} = \sigma_0 - n_H \cdot \sigma_b$, gây nén trong BT.

Với ứng suất nén trước trong BT:
$$\sigma_b = \frac{(\sigma_0 - \sigma_{h1}) \cdot F_H}{F_{qd}} ;$$

Sau đó neo cốt thép U_LT vào đầu cấu kiện. Lúc này xảy ra các hao tổn ứng suất $\sigma_{h1} = \sigma_{neo} + \sigma_{ms}$;

Ứng suất trong cốt thép :
$$\sigma_H = \sigma_0 - \sigma_{h1} - n_H \cdot \sigma_b ;$$

Từ giai đoạn I₅ trở đi trạng thái ứng suất biến dạng giống như cấu kiện căng trước.

5.2. Tính toán cấu kiện chịu kéo trung tâm:

a. Tính theo cường độ (giai đoạn sử dụng):

- Sơ đồ ứng suất: Cơ sở để lập sơ đồ ứng suất là giai đoạn III của trạng thái ỨS-BD.

Toàn bộ lực kéo do cốt thép chịu, ứng suất trong cốt thép đạt ghan chịu kéo.

- Điều kiện cường độ: $N \leq R_a \cdot F_a + R_H \cdot F_H \cdot m_H$; (10 - 14)

Trong đó m_H là hệ số xét đến điều kiện làm việc của cốt thép cường độ cao khi ứng suất cao hơn giới hạn chảy quy ước. (Bảng tra)

LOẠI THÉP	m_H
Thép A-IV & A _T -IV	1.20
Thép A-V, A _T -V & sợi thép cường độ cao	1.15
Thép A _T -VI	1.10

b. Tính không cho phép nứt:

- Sơ đồ ứng suất: Cơ sở để lập sơ đồ ứng suất là giai đoạn I_a của trạng thái US-BD.

Ứng suất trong BT đạt đến cường độ chịu kéo R_{kc}.

- Điều kiện để cấu kiện không bị nứt là:

$$N \leq R_{kc} \cdot (F_b + 2n_H \cdot F_H + 2n_a \cdot F_a) + N_{02}; \quad (10 - 15)$$

Trong đó N - Lực kéo dọc trục (Đối với cấu kiện có tính chống nứt cấp I & II thì tính với tải trọng tính toán, cấu kiện có tính chống nứt cấp III thì tính với tải trọng tiêu chuẩn).

N₀₂ - Lực kéo ứng với lúc ứng suất nén trước trong BT triệt tiêu.

$$N_{02} = (\sigma_0 - \sigma_h) \cdot F_H - \sigma_a \cdot F_a; \quad (10 - 16)$$

Với $\sigma_a = \sigma_{tbn} + \sigma_{co} + \sigma_{tb}$;

F_b là diện tích TD phần BT.

c. Tính theo sự mở rộng khe nứt:

Công thức xác định bề rộng khe nứt và điều kiện kiểm tra giống như BTCT thường, chỉ khác là ứng suất trong cốt thép σ_a để tính bề rộng khe nứt là độ tăng ứng suất trong cốt thép kể từ lúc ứng suất nén trước trong BT triệt tiêu N₀₂ đến lúc cấu kiện chịu tải trọng tiêu chuẩn N_c (giai đoạn sử dụng):

$$\sigma_a = \frac{N_c - N_{02}}{F_a + F_H}; \quad (10 - 17)$$

d. Tính theo sự khép kín khe nứt:

Nhằm đảm bảo sao cho sau khi bị nứt và tải trọng tạm thời ngắn hạn thôi tác dụng, dưới tác dụng của ứng suất trước trong cốt thép khe nứt sẽ được khép kín. Yêu cầu này được thỏa mãn nếu đảm bảo hai điều kiện sau:

1) $\sigma_{02} + \sigma_a \leq k \cdot R_{HC}$; (10 - 18)

Trong đó σ_{02} - Ứng suất trước trong cốt thép U_{LT} sau khi đã kể đến tất cả các hao tổn ứng suất.

σ_a - Độ tăng ứng suất trong cốt thép tính theo (10 - 17).

k - Hệ số lấy k = 0.65 đối với thép sợi; k = 0.8 đối với thép thanh.

2) Tại thớ ngoài cùng ở miền chịu kéo của cấu kiện phải tồn tại ứng suất nén trước $\sigma_b \geq 10 \text{KG/cm}^2$ khi cấu kiện chỉ có tĩnh tải và tải trọng tạm thời dài hạn tác dụng.

e. Kiểm tra cường độ cấu kiện ở giai đoạn chế tạo:

Kiểm tra cường độ cấu kiện khi buông cốt thép U_{LT} (giai đoạn I₄):

$$N_H \leq R_n' \cdot F + R_a' \cdot F_a; \quad (10 - 19)$$

Trong đó N_H - Lực nén BT khi buông cốt thép:

Đối với cấu kiện căng trước: $N_H = (1.1\sigma_0 - 3000)F_H$; (10 - 20)

Đối với cấu kiện căng sau: $N_H = 1.1(\sigma_0 - n_H \cdot \sigma_b) \cdot F_H$; (10 - 21)

R_n' - Cường độ chịu nén của BT lúc buông cốt thép

(nhân với hệ số điều kiện làm việc $m_b = 1.1$ với thép sợi

$m_b = 1.2$ với thép thanh).

6. CẤU KIỆN CHIU UỐN:

6.1. Các giai đoạn của trạng thái ứng suất:

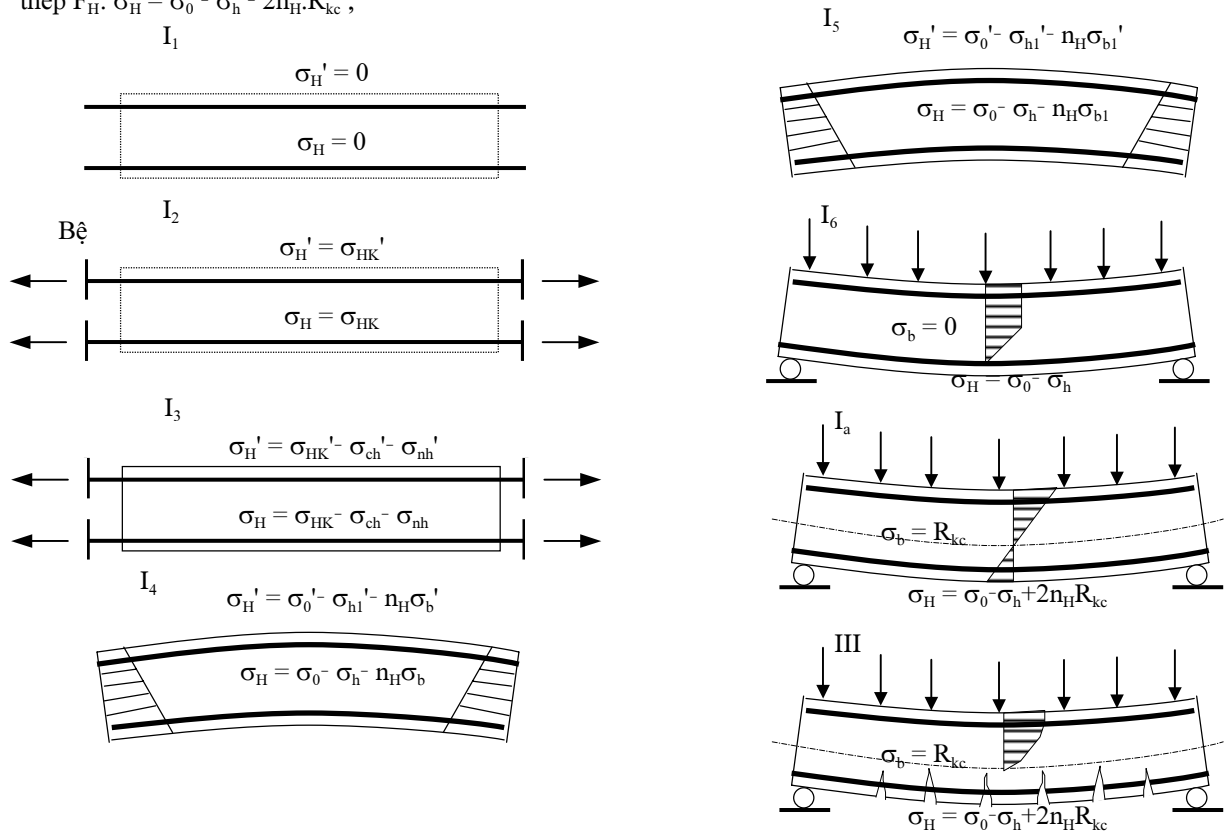
a. Cấu kiện căng trước:

Giai đoạn I được chia thành 6 giai đoạn trung gian, các giai đoạn sau tương tự BTCT thường.

- **Giai đoạn I₁:** Đặt các cốt thép U_LT F_H & F_H' vào bộ nhúng chưa căng.
- **Giai đoạn I₂:** Căng các cốt thép F_H & F_H' tới trị số ứng suất khống chế σ_{HK} & σ_{HK}' rồi cố định vào bộ, tiến hành đổ BT.
- **Giai đoạn I₃:** Chờ BT đông cứng, trong thời gian này xảy ra các hao tổn ứng suất σ_{ch} & σ_{nh}.

$$\sigma_H = \sigma_{HK} - \sigma_{ch} - \sigma_{nh}; \quad \sigma_H' = \sigma_{HK}' - \sigma_{ch}' - \sigma_{nh}';$$
- **Giai đoạn I₄:** Khi BT đạt cường độ cần thiết R₀, buông cốt thép. Do F_H & F_H' không bằng nhau nên cấu kiện bị vồng lên do chịu nén lệch tâm. Trong giai đoạn này xảy ra hao tổn ứng suất σ_{tb} và tổng ứng suất hao là σ_{h1}.
- **Giai đoạn I₅:** Trong thời gian trước khi đưa vào sử dụng, do biến dạng co ngót và từ biến của BT xảy ra các hao tổn σ_{co} & σ_b ;

$$\sigma_H' = \sigma_0' - \sigma_{h1}' - n_H \sigma_{b1}'$$
- **Giai đoạn I₆:** Tải trọng tác dụng, ứng suất kéo trong F_H tăng, ứng suất kéo trong F_H' giảm. Khi ứng suất nén trước trong thớ BT ngang trọng tâm F_H triệt tiêu: $\sigma_H = \sigma_0 - \sigma_h$;
- **Giai đoạn I_a:** Ứng suất trong BT chịu kéo đạt đến cường độ chịu kéo R_{kc}: BT vùng kéo sập nứt, ứng suất trong cốt thép F_H: $\sigma_H = \sigma_0 - \sigma_h - 2n_H R_{kc}$;



- **Giai đoạn II:** Tải trọng tăng, khe nứt xuất hiện trong BT vùng kéo, ứng lực trong vùng kéo do cốt thép chịu.
- **Giai đoạn III:** Tải trọng tăng, khe nứt mở rộng, khi ứng suất trong cốt thép chịu kéo và trong BT vùng nén đạt trị số giới hạn thì cấu kiện bị phá hoại. Ứng suất trong cốt thép F_H':

$$\sigma_H' = R_{H'} - m_t \cdot (\sigma_0' - \sigma_h'); \quad (10 - 22)$$

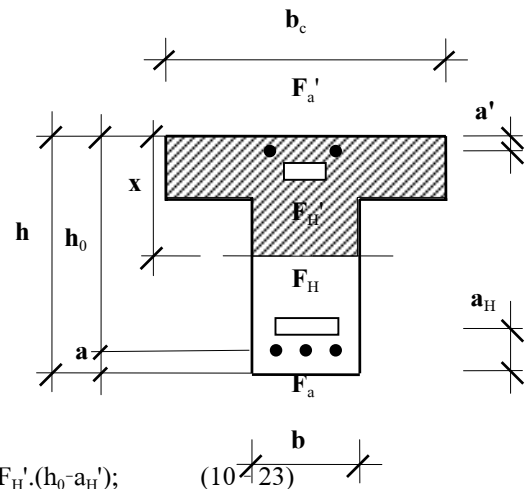
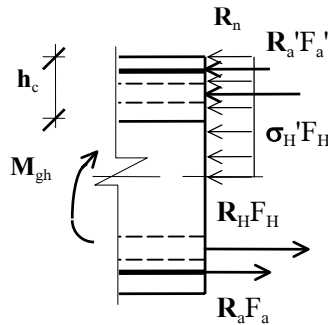
b. Cấu kiện căng sau:

Trạng thái ứng suất từ giai đoạn I₁ chuyển sang I₄, sau đó diễn biến của trạng thái ứng suất như cấu kiện căng trước.

6.2. Tính toán cấu kiện chịu uốn:

a. Tính theo cường độ trên TD thẳng góc:

-Sơ đồ ứng suất:



-Công thức cơ bản:

Điều kiện cường độ là:

$$\sum M_{F_a} = 0;$$

$$\Rightarrow M \leq R_n \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5x) + R_n \cdot (b_c - b) \cdot h_c' \cdot (h_0 - 0.5h_c') + R_a' \cdot F_a' \cdot (h_0 - a') + \sigma_H' \cdot F_H' \cdot (h_0 - a_H'); \quad (10-23)$$

Chiều cao vùng nén:

$$\sum X = 0; \Rightarrow R_n \cdot [b \cdot x + (b_c - b) \cdot h_c'] = m_H \cdot R_H \cdot F_H + R_a \cdot F_a - \sigma_H' \cdot F_H' - R_a' \cdot F_a'; \quad (10-24)$$

Trong đó m_H - Hệ số điều kiện làm việc của cốt thép cường độ cao khi ứng suất cao hơn giới hạn chảy qui ước. m_H

lấy theo tiêu chuẩn thiết kế: $m_H = \overline{m_H} - (\overline{m_H} - 1) \cdot \frac{\alpha}{\alpha_0}$

$\overline{m_H}$ - Giá trị cực hạn của m_H , lấy theo bảng tra;

α_0 - Giá trị giới hạn của $\alpha = x/h_0$; có thể tra theo bảng hoặc tính theo công thức sau:

$$\alpha_0 = \frac{\alpha_0}{1 + \frac{\sigma_A}{4000} \left(1 - \frac{\alpha_0}{1.1} \right)}$$

α_0 - Hệ số đặc trưng cho miền chịu kéo của BT. Với BT nặng $\alpha_0 = 0.85 - 0.0008R_n$;

σ_A - Ứng suất trong cốt thép ULT; Với thép không có thêm chảy (A-IV trở lên), thép sợi B-II, B_p-II, dây cáp: $\sigma_A = R_H + 4000 - \sigma_0$; Đối với thép có thêm chảy (A-I, A-II, A-III) và thép sợi B-I, B_p-I thì lấy σ_A bằng cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép.

-Điều kiện hạn chế: $x \leq \alpha_0 h_0$; và $x \geq 2a'$.

b. Tính theo cường độ trên TD nghiêng:

Để chịu lực trên TD nghiêng, ngoài cốt dọc, cốt xiên và cốt đai thường còn có cốt dọc và cốt ngang ULT. Việc tính toán cường độ trên TD nghiêng tương tự như cấu kiện BTCT thường.

Cốt ngang trên TD nghiêng được tính toán theo điều kiện sau:

$$\Sigma Y = 0: Q \leq Q_b + \Sigma R_{ad} \cdot F_d + \Sigma R_{ad} \cdot F_x \cdot \sin \alpha + \Sigma R_{Hd} \cdot F_{Hd} + \Sigma R_{Hd} \cdot F_{Hx} \cdot \sin \alpha. \quad (10-25)$$

Trong đó Q_b - Khả năng chịu cắt của BT;

R_{ad}, R_{Hd} - Cường độ tính toán về chịu cắt của cốt thép thường và cốt thép ULT;

Trong trường hợp không có cốt xiên thường và cốt xiên ULT thì điều kiện kiểm tra (trên TD nghiêng nguy hiểm nhất)

là: $Q \leq Q_{db} = \sqrt{8R_k \cdot b \cdot h_0^2} \cdot q_d$

Trong đó q_d - Khả năng chịu cắt của cốt đai thường và cốt đai ULT trên đơn vị dài:

$$q_d = \frac{R_{ad} \cdot F_d}{u_d} + \frac{R_{Hd} \cdot F_{Hd}}{u_{Hd}}$$

c. Tính theo cường độ ở giai đoạn chế tạo:

Kiểm tra theo điều kiện về chịu nén của BT lúc bắt đầu buông cốt thép.

Ứng suất nén BT:
$$\sigma_{bh} = \frac{N_0}{F_{qd}} + \frac{N_0 \cdot e_{0H} \cdot y}{J_{qd}}$$

Trong đó N_0 được lấy bằng hợp lực của tất cả các lực trong cốt thép ULT và cốt thép thường:

$$N_0 = \sigma_H \cdot F_H + \sigma_H' \cdot F_H' - \sigma_a \cdot F_a - \sigma_a' \cdot F_a'$$

e_{0H} - Độ lệch tâm của lực ép so với trục qua trọng tâm của TD tương đương;

$$e_{0H} = \frac{\sigma_H \cdot F_H \cdot y_H + \sigma_a' \cdot F_a' \cdot y_a' - \sigma_H' \cdot F_H' \cdot y_H' - \sigma_a \cdot F_a \cdot y_a}{N_0}$$

σ_H, σ_H' - Ứng suất trong cốt thép F_H & F_H' (có tính đến ứng suất hao σ_{h1} khi tính trong giai đoạn ép BT, và kể đến toàn bộ ứng suất hao khi tính trong giai đoạn sử dụng);

σ_a, σ_a' - Ứng suất nén trong cốt thép thường F_a & F_a' (Khi tính trong giai đoạn ép BT lấy bằng σ_{tbn} , khi tính trong giai đoạn sử dụng lấy bằng $\sigma_{tbn} + \sigma_{co} + \sigma_{tb}$);

y_H, y_H', y_a, y_a' - Khoảng cách từ trục qua trọng tâm của TD tương đương đến vị trí điểm đặt lực trong cốt thép (trọng tâm của cốt thép).

- Tính toán kiểm tra tổng thể cấu kiện ở giai đoạn chế tạo: Tính như cấu kiện chịu nén lệch tâm thường mà ngoại lực là lực ép lệch tâm do cốt thép ULT gây ra. Trong trường hợp chỉ có F_H thì lực lệch tâm xác định theo (10 - 20) hoặc (10 - 21);

- Ngoài ra còn phải kiểm tra sự chịu ép cục bộ của BT dưới các thiết bị neo, nếu không đủ cường độ thì phải gia cố miền BT dưới neo bằng các lưới thép..

d. Tính toán không cho phép nứt:

Điều kiện chống nứt của cấu kiện là: $M \leq M_n$; (10 - 26)

M - Mô men do ngoại lực gây ra (với chống nứt cấp I & II tính với tải trọng tính toán, cấp III thì với tải trọng tiêu chuẩn).

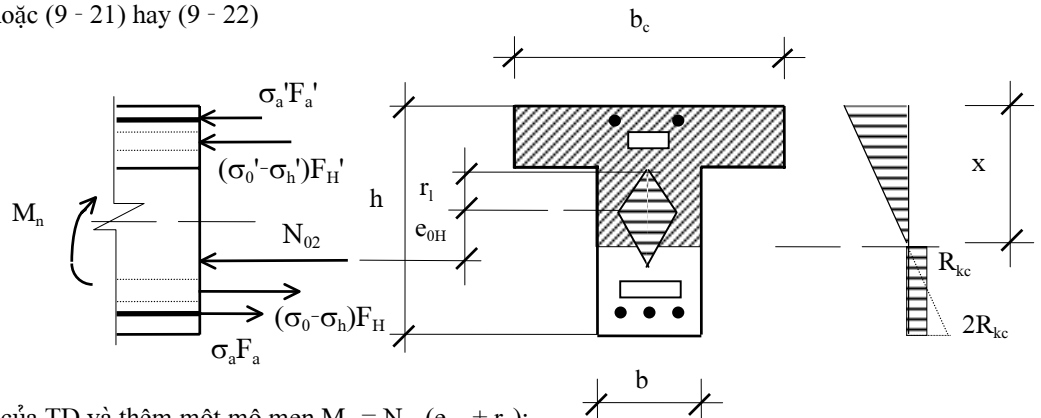
M_n - Mô men mà cấu kiện chịu được trước khi xuất hiện khe nứt (trạng thái I_a)

- Cơ sở để tính chống nứt là trạng thái I_a : $M_n = R_{kc} \cdot W_n + M_1$. (10 - 27)

M_1 - Mô men tác dụng ở giai đoạn I_0 . (lúc $\sigma_b = 0$)

$R_{kc} \cdot W_n$ - Mô men để trạng thái ứng suất tăng từ $I_0 \rightarrow I_a$;

W_n - Mô men kháng đàn hồi dẻo của TD quy đổi ngay trước khi xuất hiện vết nứt đối với thớ chịu kéo ngoài cùng. (có thể tính theo (9 - 18) hoặc (9 - 21) hay (9 - 22)



Nếu ta dời N_{02} về đỉnh lõi của TD và thêm một mô men $M_L = N_{02} \cdot (e_{0H} + r_L)$;

Theo tính chất của lõi: khi có lực N đặt tại đỉnh thì trục TH đi qua mép của TD (tức mép dưới của TD có $\sigma_b = 0$). Như vậy ứng suất nén trước trong BT σ_{b1} là do mô men M_1 gây ra;

Về mặt giá trị: $M_1 = M_L = N_{02} \cdot (e_{0H} + r_L)$;

Suy ra $M_n = N_{02} \cdot (e_{0H} + r_L) + R_{kc} \cdot W_n$;

Chú ý: Khi tính N_{02} là hợp lực của tất cả các ứng lực trong cốt thép ULT và cốt thép thường, có kể tất cả các hao tổn.

r_L - Khoảng cách từ đỉnh lõi đến trọng tâm của TD tương đương
$$r_L = 0.8 \frac{W_0}{F_{qd}}$$

TÍNH NĂNG CƠ LÝ CỦA VẬT LIỆU.

1. BÊ TÔNG

- Tính năng cơ học của BT là chỉ các loại cường độ và biến dạng.
- Tính năng vật lý là chỉ tính co ngót, từ biến, khả năng chống thấm, cách nhiệt, ... của BT.

1.1. Cường độ của Bê tông:

Cường độ là chỉ tiêu cơ học quan trọng, là một đặc trưng cơ bản của BT, phản ánh khả năng chịu lực của vật liệu. Thường căn cứ vào cường độ để phân biệt các loại bê tông.

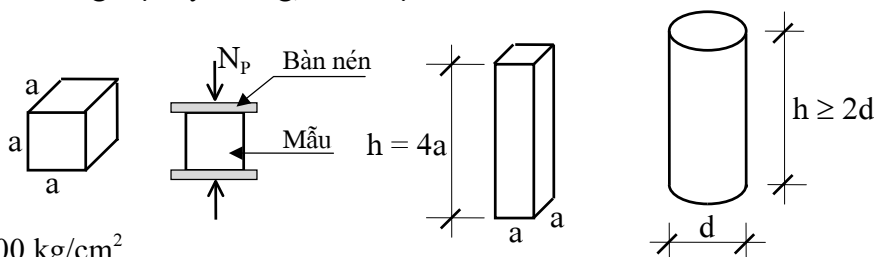
Cường độ của BT phụ thuộc vào thành phần và cấu trúc của nó. Để xác định cường độ của BT phải làm các thí nghiệm, thí nghiệm phá hoại mẫu là phương pháp xác định cường độ một cách trực tiếp và dùng phổ biến. Ngoài ra có thể dùng các PP gián tiếp: siêu âm, ép lõm viên bi trên bề mặt BT.. và có thể thực hiện trên kết cấu.

a Cường độ chịu nén: R_n .

Để xác định cường độ chịu nén của BT thường người ta thí nghiệm nén các mẫu lập phương có cạnh $a=10, 15, 20$ cm, hay khối lăng trụ đáy vuông, khối trụ tròn.

Cường độ nén của mẫu:

$$R_n = \frac{N_p}{F}$$



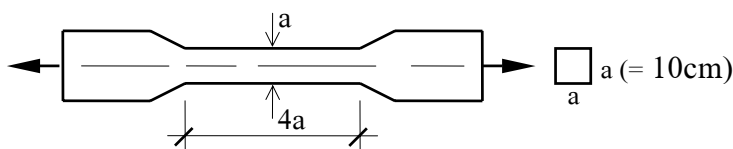
Bê tông thường có $R_n=100 \div 600$ kg/cm².

Cường độ khối vuông (kí hiệu R) để xác định mác BT về chịu nén

b Cường độ chịu kéo: R_k .

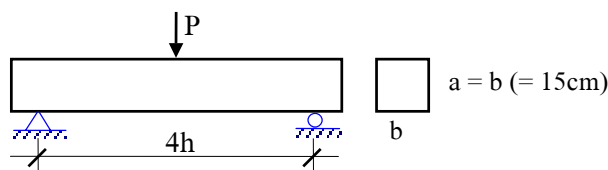
Mẫu chịu kéo trung tâm.

$$R_k = \frac{N_p}{F}$$



Mẫu chịu kéo khi uốn.

$$R_k = \frac{3.5M}{bh^2}$$



Trong đó: N_p, M : Lực kéo và mômen uốn làm phá hoại mẫu.

Bê tông thường có $R_k= 10\div 40$ kg/cm².

c Các nhân tố ảnh hưởng đến cường độ của BT:

* Thành phần và cách chế tạo BT: Đây là nhân tố quyết định đến cường độ BT.

- Chất lượng và số lượng xi măng.
- Độ cứng, độ sạch, cấp phối của cốt liệu.
- Tỷ lệ N/X.
- Chất lượng của việc trộn vữa BT, đầm và bảo dưỡng BT.

Các yếu tố này đều ảnh hưởng đến cường độ BT nhưng mức độ có khác nhau. Thí dụ tỉ lệ N/X ảnh hưởng lớn đến R_n còn độ sạch của cốt liệu ảnh hưởng nhiều đến R_k ...

* Thời gian (tuổi của BT):

Cường độ của bê tông tăng theo thời gian, lúc đầu tăng nhanh sau tăng chậm dần.

Cường độ bê tông tăng theo thời gian được xác định theo công thức thực nghiệm:

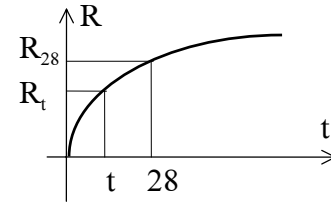
Công thức của Sec (1926):

$$R_t = R_1 + (R_{10} - R_1) \lg t.$$

Công thức của Nga (1935), (Skrantaep):

(với $t = 7-300$ ngày)

$$R_t = R_{28} \cdot \frac{\lg t}{\lg 28} \approx 0,7 R_{28} \cdot \lg t.$$

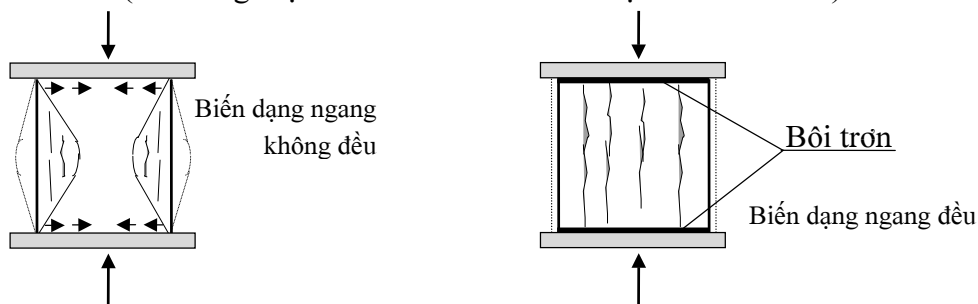


Trong đó: R_1, R_{10}, R_{28}, R_t , là cường độ của bê tông tương ứng với tuổi 1, 10, 28 và t ngày.

(Công thức của Sec, khá phù hợp với thực tế nhưng bất tiện vì phải xác định cường độ bê tông ở tuổi 1 ngày và 10 ngày; công thức Nga cho kết quả phù hợp với thực tế khi tuổi bê tông ≥ 7 ngày bằng xi măng Portland và dưỡng hộ trong điều kiện bình thường).

* Điều kiện thí nghiệm:

Lực ma sát giữa bàn nén và mẫu thử ảnh hưởng đến cường độ BT khi nén. Khi bị nén ngoài biến dạng theo phương lực tác dụng, mẫu còn nở ngang. Chính sự nở ngang quá mức làm cho BT bị phá vỡ do ứng suất kéo (khả năng chịu kéo của BT kém hơn chịu nén nhiều lần).



Thọp 1: Có ma sát trên mặt tiếp xúc

Thọp 2: Không có ma sát (2)

Kết quả cho thấy trường hợp 1 mẫu có cường độ lớn hơn: $R_{(1)} > R_{(2)}$. Giải thích:

Trường hợp (1): Lực ma sát trên mặt tiếp xúc giữa bàn nén và mẫu thử có tác dụng như một vành đai cản trở sự nở ngang của BT khi mẫu thử chịu nén. Càng xa mặt tiếp xúc thì ảnh hưởng của lực ma sát càng giảm nên mẫu bị phá hoại theo những đường nứt dạng 2 hình chóp.

Trường hợp (2): Không có lực ma sát nên BT tự do nở ngang khi chịu nén và ứng suất kéo ngang phân bố khá đồng đều trên chiều cao mẫu nên các vết nứt theo phương đứng và gần song song nhau. (Khi thí nghiệm không được phép bôi dầu ...)

Kích thước mẫu thử cũng ảnh hưởng đến cường độ BT: Mẫu kích thước nhỏ chịu ảnh hưởng của lực ma sát lớn nên có cường độ lớn hơn mẫu thử có kích thước lớn. Do vậy khi thí nghiệm các mẫu thử có kích thước khác với mẫu thử tiêu chuẩn (150*150*150) thì phải qui về cường độ mẫu thử tiêu chuẩn bằng cách nhân thêm với hệ số qui đổi. Mẫu lăng trụ có cường độ bé hơn mẫu khối vuông có cùng kích thước đáy $R_{lt} = (0.7-0.8)R_{vu}$...

Tốc độ gia tải khi thí nghiệm cũng ảnh hưởng đến cường độ của mẫu: Khi tốc độ gia tải chậm cường độ đạt khoảng 0.85 trị số thông thường và khi gia tải nhanh cường độ của mẫu có thể tăng 1.2-1.4 lần. Khi thí nghiệm phải tuân theo quy trình TN, thường với tốc độ 2kg/cm²-s.

* Điều kiện dưỡng hộ: Môi trường có nhiệt độ và độ ẩm lớn thì thời gian ninh kết của BT có thể rút ngắn đi rất nhiều. Nếu dưỡng hộ BT bằng hơi nước nóng thì cường độ tăng nhanh trong vài ngày đầu nhưng BT sẽ dòn hơn và có cường độ cuối cùng thường thấp hơn so với BT dưỡng hộ trong điều kiện tiêu chuẩn.

1.2. Mác Bê tông:

Là trị số của các đặc trưng cơ bản về chất lượng của BT. Tùy theo tính chất và nhiệm vụ của kết cấu mà quy định mác theo các đặc trưng khác nhau.

a **Mác theo cường độ chịu nén: Kí hiệu M**

Mác theo cường độ chịu nén là chỉ tiêu cơ bản nhất đối với mọi loại BT và kết cấu.

Mác theo cường độ chịu nén là con số lấy bằng cường độ chịu nén trung bình (tính theo đơn vị KG/cm²) của các mẫu thử khối vuông cạnh 15 cm, tuổi 28 ngày, được dưỡng hộ và thí nghiệm theo điều kiện tiêu chuẩn ($t^0 \approx 20^0C$, $W \geq 90\%$).

M là đại lượng không thứ nguyên. Quy phạm qui định mác chịu nén của BT theo cấp sau:

Bê tông nặng: M100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 500, 600.

Bê tông nhẹ: M50, 75, 100, 150, 200, 250, 300.

(Khi chọn mác BT theo cấp qui định để dễ dàng sử dụng các số liệu về thành phần và các đặc trưng cơ lý được lập sẵn)

Bê tông cốt thép phải dùng BT có $M \geq 150$.

b **Mác theo cường độ chịu kéo: Kí hiệu K.**

Các kết cấu có yêu cầu chống nứt.. BT còn được chọn theo chỉ tiêu chịu kéo.

Mác theo cường độ chịu kéo là con số lấy bằng cường độ chịu kéo trung bình (tính theo đơn vị KG/cm²) của các mẫu thử tiêu chuẩn.

Quy phạm qui định mác chịu kéo theo cấp sau:

Bê tông nặng: K10, 15, 20, 25, 30, 40.

Bê tông nhẹ: K10, 15, 20, 25, 30.

c **Mác theo khả năng chống thấm: Kí hiệu T.**

Mác theo khả năng chống thấm là con số lấy bằng áp suất lớn nhất (tính bằng atm) mà mẫu chịu được để nước không thấm qua.

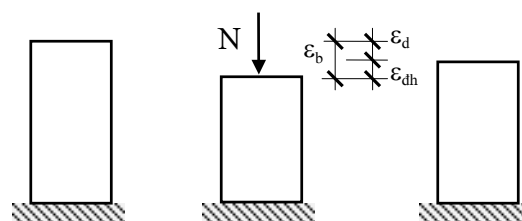
Cấp chống thấm của BT: T2, T4, T8, T10, T12.

T cần quy định cho các kết cấu có yêu cầu chống thấm hoặc độ chắc chắn của BT như các công trình thủy lợi, thủy điện...

1.3. Biến dạng của Bê tông:

a **Biến dạng do tải trọng tác dụng ngắn hạn:**

Thí nghiệm nén mẫu thử hình lăng trụ với tốc độ tăng tải từ từ ta lập được đồ thị giữa ứng suất và biến dạng như hình vẽ. Khi σ còn nhỏ đồ thị ít cong nhưng khi $\sigma \uparrow$ thì cong nhiều.



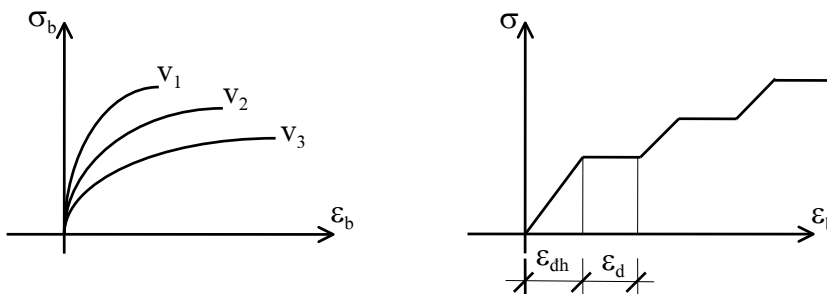
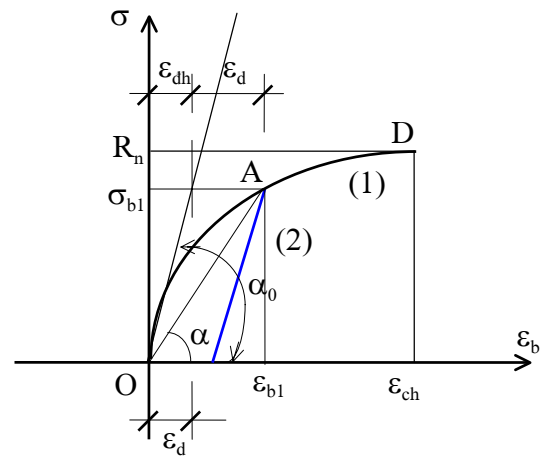
-Điểm D ứng với lúc mẫu bị phá hoại: ứng suất đạt R_n và biến dạng cực đại ϵ_{ch} .

-Nếu khi σ_b đạt đến $\sigma_{b1} < R_n$ ta giảm tải từ từ thì được đường giảm tải không trùng với đường tăng tải, biến dạng của BT không phục hồi hoàn toàn, khi $\sigma_b = 0$ vẫn còn ϵ_d . Tức là biến dạng toàn phần của BT gồm 2 phần: Một phần có thể khôi phục gọi là biến dạng đàn hồi ϵ_{dh} , một phần không thể khôi phục lại được gọi là biến dạng dẻo ϵ_d :

$$\epsilon_b = \epsilon_{dh} + \epsilon_d.$$

Do vậy BT là vật liệu đàn hồi-dẻo.

Tốc độ gia tải khác nhau thì các đường biểu diễn quan hệ $\sigma - \epsilon$ khác nhau.



Tính chất đàn hồi của BT được đặc trưng bởi môđun đàn hồi ban đầu E_b . Môđun biến dạng dẻo của BT E_b' là một giá trị thay đổi. Quan hệ giữa E_b và E_b' được rút ra từ quan hệ $\sigma - \epsilon$ trên.

$$\sigma_b = E_b \cdot \epsilon_{dh} ; \sigma_b = E_b' \cdot (\epsilon_{dh} + \epsilon_d) = E_b' \cdot \epsilon_b.$$

$$E_b' = \frac{\epsilon_{ah}}{\epsilon_b} E_b = v E_b \text{ với } v = \frac{\epsilon_{ah}}{\epsilon_b} \text{ là hệ số đàn hồi.}$$

Khi σ bé biến dạng chủ yếu là đàn hồi, ($v \approx 1$) Khi σ lớn biến dạng dẻo tăng lên v giảm dần ($v_1=0,2$ hay $0,15$).

Biến dạng giới hạn khi nén trung tâm $\approx 0,002$.

Biến dạng giới hạn khi uốn $\approx 0,0035$.

E_b thay đổi theo mác BT (có bảng tra).

Khi chịu kéo cũng có biến dạng đàn hồi và biến dạng dẻo: $E_{bk}' = v_k E_b$.

Biến dạng cực hạn khi kéo khá bé $\approx 0,00015$.

Thí nghiệm cho thấy khi BT chịu kéo sắp nứt thì $v_k \approx 0,5$ nên $\epsilon_{ch} = \frac{R_k}{0,5 E_b} = \frac{2 R_k}{E_b}$.

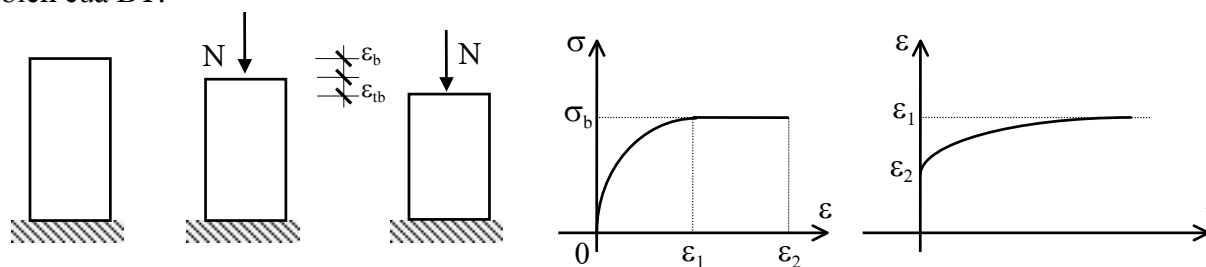
Môđun chống cắt: $G = \frac{E_b}{2(1 + \mu)} \approx 0,4 E_b$ với $\mu=0,2$ là hệ số Poisson.

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

Thí nghiệm nén mẫu đến (σ_b, ϵ_b) rồi giữ tải trong thời gian dài, dưới tác dụng của tải trọng dài hạn, biến dạng của BT tiếp tục tăng theo thời gian, mới đầu tăng nhanh sau tăng chậm dần.

Phần biến dạng dẻo tăng lên do tải trọng tác dụng dài hạn gọi là biến dạng từ biến.

Hiện tượng biến dạng dẻo tăng theo thời gian trong khi ứng suất không đổi gọi là hiện tượng từ biến của BT.



Như vậy biến dạng dẻo ban đầu cũng là một phần của từ biến (biến dạng từ biến nhanh). Khi σ_b nhỏ thì ϵ_{tb} có giới hạn, còn khi σ_b gần đạt đến R_n thì ϵ_{tb} tăng không ngừng và mẫu bị phá hoại.

Các nhân tố ảnh hưởng đến biến dạng từ biến:

- Ứng suất trong BT lớn \rightarrow biến dạng từ biến lớn.
- Tuổi BT lúc đặt tải lớn \rightarrow biến dạng từ biến bé.
- Độ ẩm W môi trường lớn \rightarrow biến dạng từ biến bé.
- Tỷ lệ N/X lớn, độ cứng cột liệu bé \rightarrow biến dạng từ biến lớn.
- Cũng tỷ lệ N/X nhưng lượng X tăng \rightarrow biến dạng từ biến tăng.

Có thể biểu diễn từ biến qua một trong hai chỉ tiêu sau:

- Đặc trưng từ biến: $\varphi = \epsilon_{tb} / \epsilon_{dh}$. Không thứ nguyên.
- Suất từ biến: $c = \epsilon_{tb} / \sigma_b$ (cm^2/KG).

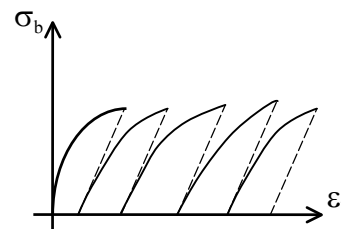
Các chỉ tiêu φ, c đều tăng theo thời gian, và đạt đến giới hạn ổn định là φ_0, c_0 .

* Tác hại của hiện tượng từ biến:

- Làm tăng độ võng của cấu kiện.
- Làm tăng độ uốn dọc của cấu kiện chịu nén.
- Mở rộng khe nứt trong BT.
- Gây mất mát ứng suất trong cốt thép ứng lực trước.

c Biến dạng do tải trọng lặp lại:

Nếu tải trọng tác dụng lên kết cấu lặp đi lặp lại nhiều lần (Đặt vào rồi dỡ ra nhiều lần) thì biến dạng dẻo sẽ được tích lũy dần: gây hiện tượng mỏi cho kết cấu.



d Biến dạng do co ngót:

Co ngót là hiện tượng BT giảm thể tích khi ninh kết trong không khí (Nếu ninh kết trong nước BT có thể nở ra chút ít).

Hiện tượng co ngót xảy ra liên quan đến sự biến đổi lý hóa của xi măng, chất keo sinh ra trong quá trình thủy hóa xi măng có thể tích < thể tích chất sinh ra nó, do nước bay hơi v.v..

Biến dạng co ngót chủ yếu trong giai đoạn đông cứng đầu tiên, sau chậm dần. Co ngót phân bố trên bề mặt lẫn chiều sâu, sự co ngót ở bề mặt nhiều hơn bên trong.

Mức độ co ngót khi đông cứng trong không khí $(2-4) \cdot 10^{-4}$, trong nước nở ra $= 1/5 - 1/2$ mức độ co

Các nhân tố ảnh hưởng đến biến dạng co ngót:

- Số lượng và loại XM: lượng XM $\uparrow \rightarrow$ co ngót \uparrow , XM có hoạt tính cao \rightarrow co ngót \uparrow .
- Tỷ lệ N/X tăng \rightarrow co ngót tăng.

- Cát nhỏ hạt, cốt liệu rỗng → co ngót tăng.
- Chất phụ gia làm BT ninh kết nhanh → co ngót tăng.
- BT chưng hấp ở nhiệt độ cao thì co ngót ít hơn.

Co ngót là một hiện tượng có hại:

- Làm thay đổi hình dạng và kích thước cấu kiện.
- Gây ra khe nứt trên bề mặt BT (Vì co ngót không đều ở trên bề mặt và chiều sâu bên trong co ngót ít cản trở biến dạng co ngót bên ngoài làm cho lớp BT này chịu kéo → gây nứt), làm thay đổi cấu trúc của BT, giảm khả năng chịu lực và tuổi thọ của công trình.

Các biện pháp khắc phục:

- Chọn thành phần cốt liệu hợp lý, hạn chế lượng nước trộn, tỉ lệ N/X hợp lý.
- Đảm bảo BT, bảo dưỡng BT thường xuyên ẩm trong giai đoạn đầu.
- Các biện pháp cấu tạo như bố trí khe co dãn, đặt cốt thép cấu tạo ở những nơi cần thiết để chịu ứng suất do co ngót gây ra, v.v..

2. CỐT THÉP:

2.1. Yêu cầu đối với cốt thép dùng trong BTCT:

- Đảm bảo cường độ theo thiết kế.
- Phải có tính dẻo cần thiết.
- Phải dính kết tốt và cùng chịu lực được với BT trong mọi giai đoạn làm việc của kết cấu.
- Dễ gia công: dễ uốn, cắt, và hàn được ...
- Tận dụng được triệt để khả năng chịu lực của cốt thép khi kết cấu bị phá hoại.
- Tiết kiệm thép và tốn ít sức LĐ.

2.2. Một số tính chất cơ bản của cốt thép:

Biểu đồ ứng suất-biến dạng:

Để xác định cường độ của cốt thép người ta thường tiến hành thí nghiệm kéo các mẫu thép và vẽ biểu đồ ứng suất-biến dạng:

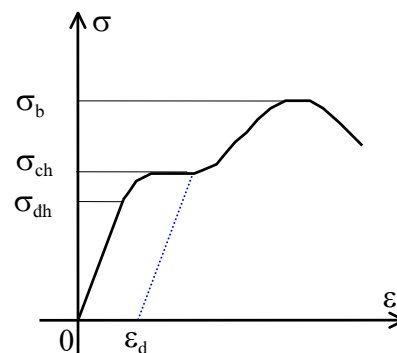
Trên biểu đồ có phần thẳng ứng với giai đoạn đàn hồi, phần cong và nằm ngang ứng với giai đoạn có biến dạng dẻo. Đoạn nằm ngang được gọi là thêm chảy (thép ở trạng thái chảy dẻo).

Nếu kéo thép trong giai đoạn đàn hồi rồi giảm tải thì đường giảm tải trở về theo đường tăng tải đến gốc tọa độ.

Nếu kéo thép đến giai đoạn có biến dạng dẻo rồi giảm tải thì biểu đồ không về theo đường cũ mà song song với đoạn biểu diễn giai đoạn đàn hồi và có một biến dạng dư là ϵ_d . Và nếu kéo mẫu thép này lần nữa thì có giai đoạn đàn hồi lớn hơn, vùng có biến dạng dẻo giảm.

Căn cứ theo biểu đồ trên, người ta qui định 3 giới hạn sau:

- Giới hạn bền: Là ứng suất lớn nhất thép chịu được trước khi bị đứt.
- Giới hạn đàn hồi: Là ứng suất ở cuối giai đoạn đàn hồi.
- Giới hạn chảy: Là ứng suất ở đầu giai đoạn chảy dẻo.



2.3. Phân loại cốt thép:

a Phân loại theo độ cứng:

- Cốt mềm: $d \leq 40\text{mm}$, có thể uốn được. (Tiết diện vuông, tròn.. có thể tròn hoặc có gờ)
- Cốt cứng: $d > 40\text{ mm}$, thép hình I, L, [(Các cốt cứng này có thể chịu lực khi thi công).

b Phân loại theo tính chất cơ học:

* Thép dẻo.

- Trên biểu đồ quan hệ σ - ξ có thêm chảy rõ ràng, có vùng biến dạng dẻo lớn, $\varepsilon_{gh}=(6 \div 25)\%$.
- Có tính biến cứng nguội: Kéo thép vượt quá giới hạn chảy, sau đó giảm tải để ứng suất trở về vị trí số không, sau 48 giờ kéo thép lại, kết quả cho thấy cường độ của thép được nâng cao nhưng thép có tính giòn hơn. Lợi dụng tính chất này để kéo nguội thép nhằm nâng cao giới hạn đàn hồi của thép lên. (Thực tế bằng cách chuốt nguội hay dập nguội). Thường là CT3, CT5, ...

* Thép giòn: (Thép rắn).

- Không có thêm chảy rõ ràng, thường người ta lấy ứng suất tương ứng với $\varepsilon =0,2\%$ là giới hạn chảy quy ước, $\varepsilon_{gh}=(2\div 4)\%$.
- Thường là thép cường độ cao.

2.4. Các loại thép:

Theo TCVN 1651-75: CI, CII, CIII, CIV. Với các đường kính danh nghĩa 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 36, 40 mm. Nhóm CI có dạng tròn trơn; CII, III, IV có gờ.

Các đặc trưng cơ học của thép Việt Nam

Nhóm thép	ϕ	Giới hạn chảy kg/cm^2	Giới hạn bền kg/cm^2	$\xi_{gh}\%$
CI	6-40	2.200	3.800	25
CII	10-40	3.000	5.000	19
CIII	6-40	4.000	6.000	14
CIV	10-32	6.000	9.000	6

Theo tiêu chuẩn Nga:

AI, AII, AIII, AIV, AV là thép cán nóng;

A-IIB, A-IIIB là thép kéo nguội..

Có nước đặt tên thép theo giới hạn chảy hoặc đặt theo giới hạn bền, v.v..

3. BÊ TÔNG CỐT THÉP

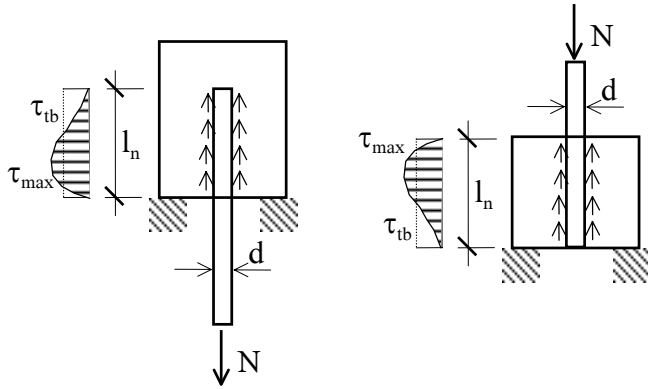
3.1. Lực dính giữa Bê tông và cốt thép:

Sở dĩ giữa BT và cốt thép có thể cùng cộng tác chịu lực được là nhờ lực dính giữa chúng.

a Các nhân tố tạo nên lực dính:

- Lực ma sát do bề mặt gồ ghề của cốt thép (Đây là nhân tố chủ yếu với thép có gờ).
- Lực dán do keo xi măng có tác dụng như một lớp hồ dán BT vào cốt thép (25%).
- Do co ngót khi đông cứng BT ép chặt vào cốt thép làm tăng lực ma sát.

b Thí nghiệm xác định lực dính:



Chế tạo mẫu bằng cách đổ BT ôm lấy một đoạn cốt thép, rồi tiến hành thí nghiệm kéo hoặc nén cho cốt thép tuột khỏi BT.

Lực dính được biểu thị bằng suất dính trung bình tác động trên 1cm² bề mặt cốt thép.

$$\tau_{tb} = \frac{N}{\pi \cdot d \cdot l_n}$$

Trong đó: N là lực kéo (nén) tuột cốt thép.
 d là đường kính cốt thép.
 l_n là chiều dài đoạn cốt thép chôn vào BT

Lực dính cực đại: $\tau_{max} = \frac{N}{\omega \cdot \pi \cdot d \cdot l_n} = \frac{1}{\omega} \cdot \tau_{tb}$

Trong đó: ω là hệ số hoàn chỉnh biểu đồ lực dính. (ω < 1)

Công thức thực nghiệm: $\tau_{max} = \frac{R_n}{m}$

Trong đó: m là hệ số phụ thuộc bề mặt cốt thép: thép có gờ m=2÷3,5; thép trơn m=3,6÷6.

3.2. Ảnh hưởng của cốt thép đến co ngót và từ biến của Bê tông:

a Ảnh hưởng đến co ngót:

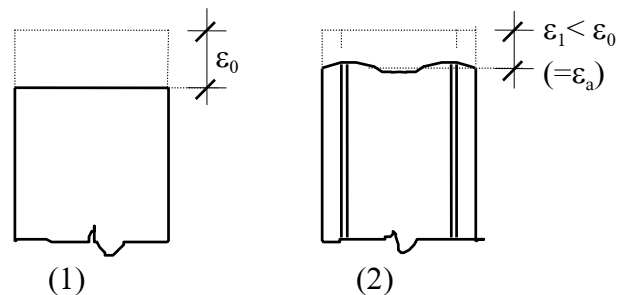
Do sự dính kết giữa bê tông và cốt thép mà cốt thép cản trở biến dạng co ngót của BT. Kết quả cốt thép bị nén lại còn BT bị kéo ra.

*Xét hai mẫu thử :

- Mẫu (1) bằng bê tông.
- Mẫu (2) bằng bê tông cốt thép.

Mẫu (1) BT tự do có co ngót ε₀

Mẫu (2) do cốt thép cản trở BT có co ngót ε₁ < ε₀ bằng biến dạng co lại của cốt thép ε_a.



So với mẫu (1), BT mẫu (2) đã bị kéo ra một lượng ε₀ - ε₁. Như vậy cốt thép đã ảnh hưởng đến biến dạng co ngót của BT: nó làm cho BT bị kéo còn cốt thép bị nén lại, đó là ứng suất ban đầu do co ngót trong BTCT.

Ứng suất trong BT: $\sigma_{kc} = (\epsilon_0 - \epsilon_1) \cdot \nu \cdot E_b$

Ứng suất trong cốt thép: $\sigma_a = \epsilon_1 \cdot E_a$

Hợp lực trong BT: $N_k = \sigma_{kc} \cdot F_b$

Hợp lực trong cốt thép: $N_a = \sigma_a \cdot F_a$

Vì là lực nội tại nên chúng cân bằng nhau: $N_a = N_k$

Suy ra:
$$\sigma_a = \frac{\varepsilon_0 \cdot E_a}{\frac{n}{\nu} \cdot \mu + 1}; \quad \sigma_{kc} = \frac{\nu \cdot \varepsilon_0 \cdot E_b}{1 + \frac{\nu}{\mu \cdot n}}; \quad \text{Trong đó } n = \frac{E_a}{E_b} \text{ và } \mu = \frac{F_a}{F_b}.$$

Ứng suất kéo do co ngót và ứng suất kéo do tải trọng gây ra làm BT bị nứt sớm hơn so với khi không có ảnh hưởng của co ngót, thế nhưng khi đã có khe nứt thì ảnh hưởng của co ngót giảm và giai đoạn phá hoại thì không còn ảnh hưởng nữa đến khả năng chịu lực của cấu kiện.

Trong kết cấu siêu tĩnh liên kết thừa ngăn cản co ngót của BTCT nên xuất hiện nội lực phụ.

b Ảnh hưởng đến từ biến:

Cốt thép cũng ảnh hưởng đến biến dạng từ biến của BT nên thường dưới tác dụng của tải trọng dài hạn giữa BT và cốt thép có sự phân phối lại nội lực. (Sẽ xét sau ở các cấu kiện chịu lực cụ thể).

3.3. Sự phá hoại và hư hỏng của BTCT:

a Sự phá hoại do chịu lực:

- Với thanh chịu kéo: Sau khi BT bị nứt, cốt thép chịu toàn bộ lực kéo. **Phá hoại khi ứng suất trong cốt thép đạt giới hạn chảy.**
- Với cột chịu nén: **Phá hoại khi ứng suất nén trong BT đạt đến cường độ chịu nén.**
- Với dầm chịu uốn: Phá hoại khi ứng suất trong cốt thép chịu kéo đạt giới hạn chảy hoặc khi ứng suất trong BT vùng nén đạt đến cường độ chịu nén.

b Sự hư hỏng của Bê tông và các biện pháp bảo vệ:

Dưới tác dụng của môi trường khả năng chịu lực và tính năng sử dụng của kết cấu BTCT bị giảm dần do sự hư hỏng của bê tông và cốt thép.

Bê tông bị ăn mòn là do: **Tác dụng cơ học** (mưa, dòng chảy, sự đóng và tan băng liên tiếp..), **Tác dụng sinh học** (rong rêu, hà, vi khuẩn ở sông, biển..) hòa tan và cuốn đi làm BT trở nên xốp, **Tác dụng hóa học** (các chất axit, kiềm..) xâm thực bề mặt hoặc thành phẩm của các phản ứng hóa học có thể tích lớn hơn thể tích các chất tham gia phản ứng, làm nứt nở khối BT.

Cốt thép bị hư hỏng, bị gỉ tạo ra các Oxuyt hoặc các muối sắt có thể tích lớn hơn thể tích ban đầu, làm cho lớp BT bao quanh cốt thép bị vỡ bong. (Môi trường ăn mòn: Axit với bất kì nồng độ nào, không khí có chứa hơi Axit với độ ẩm thay đổi luôn, các dung dịch Sufat đậm đặc, các chất kiềm ở nhiệt độ cao, nước ngầm thường xuyên thấm qua BT 1 chiều, nước biển..).

*** Biện pháp bảo vệ:**

Bê tông cần có cường độ cao và độ đặc chắc ở bề mặt của kết cấu để chịu các tác động cơ học.

Khi thiết kế các phân xưởng có môi trường ăn mòn cần hết sức chú ý việc chọn loại kết cấu, vật liệu thích hợp và các biện pháp bảo vệ cần thiết: giảm khả năng ăn mòn của môi trường bằng biện pháp thông gió, thông hơi tốt, trung hòa các dung dịch và hơi Axit, nền sàn nhà phải dốc thoát nước tốt, khi thi công phải đảm bảo chất lượng BT. Tránh dùng các kết cấu có nhiều bộ phận khuất.

Khi cần phải dùng các biện pháp đặc biệt: BT tấm nhựa, sơn phủ, trát bảo vệ, lát lớp phủ bằng sứ, thủy tinh,...

Cần cạo sạch bụi gỉ trên cốt thép trước khi sử dụng.

Đảm bảo chiều dày lớp BT bảo vệ.

Bảo vệ cốt thép chống lại tác dụng của dòng điện khuếch tán 1 chiều (gây điện phân) bằng cách chú ý vấn đề cách điện, đường dây thoát điện, v.v..

NGUYÊN LÝ CẤU TẠO & TÍNH TOÁN KẾT CẤU BTCT.

Cấu tạo là vấn đề rất quan trọng trong thiết kế. Việc cấu tạo chính xác và hợp lý phải được xem ngang hàng như việc tính toán chính xác trong thiết kế kết cấu. Cấu tạo kết cấu Bê tông Cốt thép phải đảm bảo các yêu cầu về chịu lực, biến dạng, khe nứt, ổn định, chống xâm thực, hư hỏng trong quá trình sử dụng, yêu cầu về thi công và tiết kiệm vật liệu.

Thiết kế kết cấu BTCT gồm 2 việc chính: tính toán và cấu tạo được xem ngang hàng.

Nội dung tính toán gồm: Xác định tải trọng và tác động; Xác định nội lực do từng loại tải trọng và các tổ hợp của chúng; Xác định khả năng chịu lực của kết cấu hoặc tính toán tiết diện và cốt thép.

Việc cấu tạo gồm: Chọn vật liệu (mác BT và nhóm cốt thép) phụ thuộc môi trường sử dụng, tính chất chịu lực, tính chất của tải trọng, vai trò của kết cấu..., Chọn kích thước tiết diện, Bố trí cốt thép, Liên kết giữa các bộ phận và chọn giải pháp bảo vệ chống xâm thực.

Cần giải quyết thỏa đáng mối quan hệ giữa hai phần trên nhằm đảm bảo: Độ an toàn của kết cấu và tiết kiệm vật liệu, phù hợp với điều kiện thi công.

1. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP

Khi Kết cấu BTCT ra đời thì môn Sức Bền Vật Liệu đã phát triển tương đối hoàn chỉnh nên người ta đã vận dụng lý thuyết này vào tính toán Kết cấu BTCT. Đó là phương pháp ứng suất cho phép (phương pháp này được dùng rộng rãi đến mãi thời gian gần đây, ngày nay một số nước vẫn dùng).

Nhưng càng ngày việc nghiên cứu loại vật liệu mới này sâu sắc hơn, người ta đã cải tiến phương pháp tính toán Kết cấu BTCT cho phù hợp với tính chất của vật liệu. Tức là không coi BTCT là vật liệu đàn hồi mà xem chúng là vật liệu đàn hồi dẻo. Đưa PP tính theo giai đoạn phá hoại để thay PP tính theo ứng suất cho phép (1931) và sau chiến tranh thế giới thứ hai đã phát triển thành PP tính theo trạng thái giới hạn.

1.1. Tải trọng, tác động:

Tải trọng tác dụng lên công trình do nhiều nguyên nhân với tính chất cũng như thời gian tác dụng khác nhau. Để tiện việc xác định tải trọng và tính nội lực do từng loại, người ta tiến hành phân loại. Có các cách phân loại như sau:

- **Theo tính chất:** chia làm 3 loại

Tải trọng thường xuyên (tĩnh tải): là tải trọng tác dụng không đổi suốt quá trình sử dụng công trình (trọng lượng bản thân kết cấu, các vách ngăn cố định...). Tĩnh tải được xác định theo số liệu cụ thể về cấu tạo.

Tải trọng tạm thời (hoạt tải): có thể thay đổi về điểm đặt, trị số, phương chiều tác dụng (tải trọng sử dụng trên sàn, do cầu trục, do ô tô, tải trọng gió...).

Tải trọng đặc biệt: loại tải này ít khi xảy ra, có thể chỉ tính với các công trình đặc biệt hoặc theo vị trí địa lý (động đất, nổ, cháy, do các vi phạm nghiêm trọng đến chế độ kỹ thuật của quá trình công nghệ, do các thiết bị mất chính xác tạm thời hoặc bị hư hỏng gây ra, do lún nền vì những thay đổi căn bản trong cơ cấu nền..)

- **Theo phương, chiều:** chia làm 2 loại

Tải trọng đứng: hầu hết do trọng lực (trọng lượng bản thân, các trọng lượng sử dụng..).

Tải trọng ngang (gió, lực hãm cầu trục trong các nhà công nghiệp, động đất..).

- **Theo trị số khi tính theo PP trạng thái giới hạn:** chia làm 2 loại

Trị số tiêu chuẩn (Tải trọng tiêu chuẩn): là tải trọng do thiết kế qui định lấy trong điều kiện làm việc bình thường của kết cấu (Tất nhiên trị số tải trọng tiêu chuẩn này cũng đã được lấy hơn chút ít so với tải trọng thường xuyên tác dụng lên kết cấu, theo số liệu thực tế hoặc các kết quả thống kê).

Tải trọng tính toán: là tải trọng đã có xét đến sự tăng giảm bất thường của tải trọng thực tế so với trị số tiêu chuẩn trong trường hợp nguy hiểm nhất.

Sự tăng giảm của tải trọng tính toán so với tải trọng tiêu chuẩn được biểu thị qua hệ số độ tin cậy về tải trọng (hệ số vượt tải) n.

$$TTTT=n.TTTC. \quad (3-1)$$

TTTC, n: Lấy theo TCVN 2737-1995.

Thí dụ: - Đối với trọng lượng bản thân $n=1,1$; có khi $n<1$ nếu sự giảm tải là nguy hiểm.

- Đối với các loại khác $n=1,2 \div 1,4$.

- **Theo thời hạn tác dụng của tải trọng:** chia làm 2 loại

Hoạt tải có một phần tác dụng dài hạn (gồm trọng lượng các thiết bị cố định, tải trọng trên sàn nhà kho, trọng lượng một số bộ phận của công trình có thể thay đổi vị trí (như tường ngăn), áp lực các chất lỏng, chất khí trong đường ống, bể chứa..)

Và một phần tác dụng ngắn hạn (do các thiết bị vận chuyển di động, người đi lại, đồ đạc và các thiết bị nhẹ, tải trọng gió, tải trọng phát sinh do vận chuyển và lắp ghép, trọng lượng của vật liệu và thiết bị để xây dựng hay sửa chữa công trình..)

1.2. Nội lực:

- Với kết cấu tĩnh định (dầm, cột ..đơn giản): Dùng PP tính của SBVL hoặc CHKC.

- Với kết cấu siêu tĩnh (dầm liên tục, khung, vỏ mỏng..): Vì BTCT là vật liệu hỗn hợp, BT vùng nén thường có vết nứt, BT chịu nén và cốt thép có biến dạng dẻo.. Nên khi tính toán theo các PP của CHKC hoặc lý thuyết đàn hồi thì kết quả cũng chỉ được xem là gần đúng (Với kết cấu thông thường mức độ sai số trong phạm vi cho phép)

Để tính nội lực và thực hiện các tổ hợp nội lực cần thành lập một số sơ đồ tính:

- Một sơ đồ tính với tĩnh tải (cho nội lực T_g).

- Một số sơ đồ tính với các trường hợp có thể xảy ra của hoạt tải (cho các nội lực T_i).

Nội lực tính toán là tổ hợp của T_g và các T_i : $T = T_g + \sum T_i$ (3 - 2)

1.3. Tính toán tiết diện BTCT:

Tính toán về khả năng chịu lực của kết cấu BTCT ta gặp 2 dạng bài toán sau:

- **Bài toán kiểm tra:** Các thông số về tiết diện BT và cốt thép đã cho trước, cần xác định nội lực lớn nhất mà TD có thể chịu được, vậy điều kiện kiểm tra là : $T \leq T_{td}$. (3 - 3)

- **Bài toán tính cốt thép** (BTthiết kế): cũng từ điều kiện (3 - 3) nhưng trong biểu thức xác định T_{td} thì cốt thép còn là ẩn số (cần xác định).

a. Phương pháp tính theo ứng suất cho phép:

Thực chất của phương pháp là xác định ứng suất trên các tiết diện ở giai đoạn làm việc (Tức là khi cấu kiện chịu tải trọng sử dụng), và đem so sánh với ứng suất cho phép của vật liệu xem có thỏa mãn điều kiện: $\sigma \leq [\sigma]$.

Trong đó:

- σ : Ứng suất lớn nhất do tải trọng sử dụng gây ra trong vật liệu.
 - $[\sigma]$: Ứng suất cho phép của vật liệu.
- $$[\sigma] = R/k \quad \left| \begin{array}{l} R: \text{giới hạn chịu lực của vật liệu.} \\ k > 1 \text{ hệ số an toàn.} \end{array} \right.$$

Phương pháp này do Navire đưa ra và đưa vào quy phạm Pháp năm 1906.

Giả thiết tính toán:

① Giả thuyết TD phẳng: TD trước và sau khi biến dạng vẫn là phẳng và vuông góc với trục của cấu kiện.

② Quy đổi tiết diện gồm Bê tông & Cốt thép thành TD tương đương chỉ có BT. Dựa vào điều kiện biến dạng của Cốt thép & BT tại vị trí Cốt thép đó là bằng nhau: $\epsilon_a = \epsilon_{bk}$.

$$\epsilon_a = \sigma_a / E_a = \epsilon_{bk} = \sigma_{bk} / E_b \Rightarrow \sigma_a = (E_a / E_b) * \sigma_{bk} = n \sigma_{bk}$$

Tức là đối với một diện tích cốt thép chịu kéo tương đương với n lần diện BT hay diện tích cốt thép F_a quy đổi thành nF_a diện tích BT.

③ Sơ đồ ứng suất của miền BT chịu nén xem là tam giác (Tức đàn hồi); Không xét BT chịu kéo mà chỉ xét diện tích Bê tông quy đổi của cốt thép chịu kéo (Gđ II TTUS-BD).

Tiết diện quy đổi và sơ đồ ứng suất (TD chữ nhật):

Mômen quán tính của TD quy đổi đối với trục trung hòa:

$$J_{qd} = bx^3/3 + nF_a * (h_0 - x)^2$$

Vị trí trục TH xác định bằng cách cho mô men tĩnh của TD quy đổi lấy đối với trục đó = 0:

$$S_{qd} = bx^2/2 - nF_a * (h_0 - x) = 0$$

Theo SBVL, ứng suất lớn nhất của BT chịu nén:

$$\sigma_{bmax} = M * x / J_{qd} \leq [\sigma_b]$$

Ứng suất kéo tại diện tích BT tương đương:

$$\sigma_{bk} = M * (h_0 - x) / J_{qd}$$

Vậy ứng suất trong cốt thép :

$$\sigma_a = n \sigma_{bk} = n * M * (h_0 - x) / J_{qd} \leq [\sigma_a]$$

Trong đó: $[\sigma_a]$, $[\sigma_b]$: Ứng suất cho phép của BT và Cốt thép .

Ưu điểm: Ra đời sớm nhất cho nên giúp cho người thiết kế có khái niệm tương đối rõ rệt về sự làm việc của Kết cấu nên kết cấu thiết kế có độ an toàn khá cao.

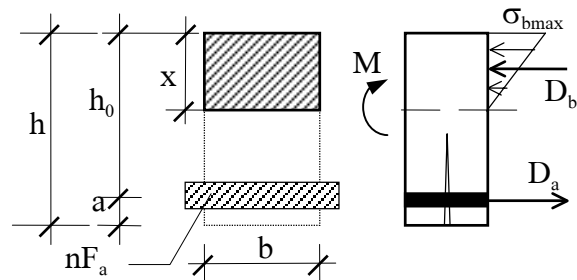
Nhược điểm:

① Tiết diện BTCT không biến dạng theo giả thuyết TD phẳng vì BTCT không phải là vật liệu đồng chất, vì BT có biến dạng dẻo và có vết nứt trong vùng kéo ...

② BTCT không phải là vật liệu đàn hồi hoàn toàn.

③ Hệ số n thay đổi theo trị số ứng suất trên tiết diện, tùy thuộc số hiệu thép và BT. Hệ số n cho trong qui phạm có tính chất ước lệ.

④ Hệ số an toàn $k = R / [\sigma]$ nhưng trong thực tế k của BT & cốt thép không giống nhau thì hệ số nào là hệ số an toàn của kết cấu.



(Ở Việt Nam PP ứng suất cho phép vẫn được dùng trong qui phạm tính toán cầu cống, đường bộ, đường sắt.).

b. Phương pháp tính theo nội lực phá hoại:

Nội dung cơ bản của phương pháp là: Xác định nội lực lớn nhất do tải trọng gây ra tại TD tính toán rồi đem so sánh với khả năng chịu lực của TD đó. Điều kiện kiểm tra như sau:

$$T_c \leq T_p / k \quad \text{hay} \quad k * T_c \leq T_p.$$

Trong đó:

T_c : Nội lực do tải trọng gây ra tại TD xét.

T_p : Khả năng chịu lực của TD (Còn gọi là nội lực phá hoại của TD).

$k > 1$: Hệ số an toàn của kết cấu.

Thí dụ đối với cấu kiện chịu uốn, người ta đã xem ứng suất trong miền BT chịu nén phân bố theo hình chữ nhật chứ không phải theo dạng đường cong thực tế (Sai số < 2%) để đơn giản hóa công thức tính toán.

$$\Sigma M_{D_b} = 0 \Rightarrow [M] - R_a F_a * (h_0 - x/2) = 0.$$

$$\text{Có được } [M] = R_a F_a * (h_0 - x/2).$$

Chiều cao vùng BT chịu nén xác định từ điều kiện

$$\Sigma X = 0 \Rightarrow R_a F_a = R_n b x.$$

Vậy muốn cho an toàn phải thỏa mãn

$$M \leq [M] / k.$$

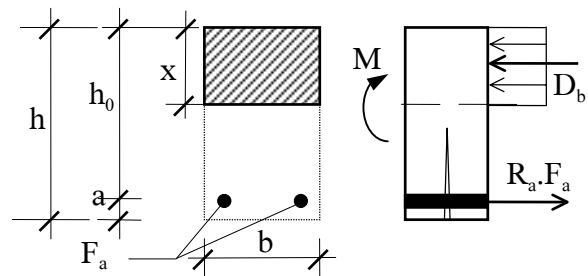
Ưu điểm: Hơn so với PP ứng suất cho phép, nó đã xét đến sự làm việc của vật liệu ở giai đoạn dẻo và cho khái niệm rõ ràng hơn về an toàn của kết cấu .

Nhược điểm:

- Hệ số an toàn $k = T_p / T_c$ gộp chung lại như vậy là chưa xác đáng vì vấn đề an toàn của kết cấu phụ thuộc rất nhiều yếu tố như tải trọng, vật liệu, điều kiện làm việc v.v.. Vì vậy không thể đánh giá độ an toàn bằng một hệ số duy nhất được.

- Chưa xét đến biến dạng và khe nứt của kết cấu là hai vấn đề cũng rất được quan tâm.

Phương pháp này được đưa vào qui phạm Liên Xô 1949.



2. PHƯƠNG PHÁP TÍNH CẤU KIỆN THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN:

2.1. Các trạng thái giới hạn (TTGH):

- TTGH là trạng thái mà từ đó trở đi kết cấu không thỏa mãn các yêu cầu đề ra cho nó (do chịu lực quá sức, do mất ổn định, do biến dạng quá lớn hoặc do khe nứt xuất hiện và mở rộng v.v..)

- Kết cấu BTCT được tính theo 2 nhóm TTGH: TTGH thứ I (TTGH về cường độ) và TTGH thứ II (TTGH về điều kiện sử dụng)

Mục đích của việc tính theo TTGH là đảm bảo cho kết cấu không ở vào bất kì một TTGH nào trong thời gian sử dụng. Kết cấu nào cũng phải tính theo TTGH I. Và tùy thuộc yêu cầu cụ thể mà còn có thể phải tính theo TTGH khác nữa.

a. Tính theo TTGH về cường độ (TTGH I):

TTGH thứ I được qui định ứng với lúc **kết cấu bắt đầu bị phá hoại, bị mất ổn định** về hình dáng và vị trí, **bị hỏng do mỏi** do tác dụng đồng thời của tải trọng và môi trường.

Điều kiện tính toán về khả năng chịu lực là: **nội lực do tải trọng gây ra trên TD ≤ khả năng chịu lực của TD:** $T \leq T_{gh}$.

T: Là nội lực lớn nhất có thể phát sinh tại TD do tải trọng tính toán gây ra.

T_{gh} : Là giới hạn bé nhất về khả năng chịu lực của TD (Xác định theo cường độ của vật liệu tại TD đang tính có thể bé hơn cường độ qui định vì vật liệu không thể tuyệt đối đồng chất được, và phải xét điều kiện làm việc cụ thể của vật liệu & kết cấu (cường độ tính toán)).

- Tính theo TTGH thứ I là cần thiết đối với mọi kết cấu cũng như cho các bộ phận.

- Tính theo TTGH thứ I cho mọi giai đoạn: chế tạo, vận chuyển, cấu lắp, sử dụng, sửa chữa..

(mỗi giai đoạn với sơ đồ tính phù hợp).

b. Tính theo TTGH về điều kiện sử dụng(TTGH II):

Tính theo TTGH thứ II về biến dạng:

Biến dạng hoặc chuyển vị do tải trọng gây ra ≤ biến dạng hay chuyển vị tối đa mà qui phạm cho phép: $f \leq [f]$.

Tính theo TTGH thứ II về khe nứt:

Phân ra hai trường hợp:

- Nếu kết cấu được phép nứt thì bề rộng khe nứt do tải trọng gây ra ≤ bề rộng khe nứt mà qui phạm cho phép đối với kết cấu đó: $a_n \leq [a_n]$.

- Nếu kết cấu không cho phép nứt thì nội lực do tải trọng gây ra tại TD đang xét ≤ Nội lực tối đa mà TD có thể chịu được khi sắp nứt: $T_c \leq T_n$.

(Có thể xem T_c là ứng suất kéo lớn nhất trong BT, T_n là cường độ chịu kéo của BT)

2.2. Cường độ tiêu chuẩn và cường độ tính toán:

a. Cường độ tiêu chuẩn của cốt thép:

Khi sản xuất cốt thép, phải làm thí nghiệm kéo mẫu để kiểm tra cường độ: Với thép dẻo ktra theo GH chảy, thép dòn ktra theo GH bền để loại bỏ phế phẩm.

- **Cường độ tiêu chuẩn của cốt thép lấy bằng giá trị kiểm tra để loại bỏ phế phẩm.**

b. Cường độ tiêu chuẩn của BT:

Thí nghiệm các mẫu thử, có cường độ trung bình: $R_{tb} = \frac{\sum_{i=1}^n R_n}{n}$ (3 - 8)

Đặt $D_i = R_i - R_{tb}$, Độ lệch quân phương: $d = \sqrt{\frac{\sum D_i^2}{n - 1}}$ (3 - 9)

Cường độ theo một xác suất đảm bảo qui định: $R_{xs} = R_{tb} - s.d = R_{tb}(1-s.v)$. (3 - 10)

Trong đó: $v = \frac{d}{R_{tb}}$ là hệ số biến động.

s là hệ số chuẩn phụ thuộc vào xác suất bảo đảm và quy luật của đường cong phân phối.

Cường độ tiêu chuẩn của BT lấy theo xác suất bảo đảm 95% và với dạng phân phối chuẩn, ta có $s=1.64$, với BT nặng và chất lượng thi công trung bình $v=0.135$.

Cường độ tiêu chuẩn của BT: $R_{tc} = R_{tb}(1-1,64 \cdot 0.135) \approx 0.78R_{tb}$. (3 - 11)

c. Cường độ tính toán:

Cường độ tính toán là cường độ đã xét đến độ an toàn và điều kiện làm việc của vật liệu:

$$R_T = R_{TC} \cdot m/k$$

Cường độ tính toán của Bê tông $R_b = m_b \cdot R_b^c / k_b$.

Cốt thép $R_a = m_a \cdot R_a^c / k_a$.

Trong đó:

k_b, k_a : Hệ số an toàn của BT & cốt thép .

k_a : 1.1÷1.25 với cốt cán nóng, 1.5÷1.75 với sợi kéo nguội và sợi cường độ cao.

k_b : 1.3÷1.5 (tùy thuộc trạng thái chịu lực nén hay kéo) .

m_a, m_b : Hệ số điều kiện làm việc của vật liệu.

(Cường độ tiêu chuẩn: là trị số cường độ trung bình của hàng loạt mẫu thử (Các mẫu thử đó giống nhau, chế tạo và thí nghiệm trong điều kiện như nhau). Cường độ tiêu chuẩn do nhà nước qui định.

Tuy các mẫu thử được chế tạo như nhau nhưng kết quả thí nghiệm cho thấy các mẫu có cường độ không giống nhau. Sau thí nghiệm hàng loạt mẫu thử ngoài ra đã dùng phương pháp xác suất thống kê để xử lý các kết quả thí nghiệm đó.

Cường độ tính toán: là cường độ đã xét đến tính không đồng chất và điều kiện làm việc của vật liệu

Tức là $R_{TT} = R_{TC} \cdot k \cdot m$.

Thí dụ R_{TT} của Bê tông $R_b = k_b \cdot m_b \cdot R_b^c$.

Cốt thép $R_a = k_a \cdot m_a \cdot R_a^c$.

Trong đó: k_b, k_a : Hệ số đồng chất của bê tông & cốt thép .

k_a : 0,7 - 0,9.

k_b : 0,4 - 0,6.

m_a, m_b : Hệ số điều kiện làm việc của vật liệu.

Hệ số điều kiện làm việc của kết cấu m: là hệ số xét đến các nhân tố ảnh hưởng đến sự làm việc của kết cấu (có lợi hay bất lợi) mà ta không thể xét đến một cách trực tiếp được trong lúc xác định nội lực và khả năng chịu lực của vật liệu.

Thí dụ như sự sai lệch giữa sơ đồ tĩnh và sơ đồ thực, sự làm việc không gian của kết cấu, sự không chính xác của cường độ tính toán, điều kiện thi công ảnh hưởng đến chất lượng vật liệu v.v..

$m=1$: Điều kiện làm việc bình thường.

$m > < 1$: m dùng khi xác định khả năng chịu lực của kết cấu).

2.3. Ưu điểm của phương pháp tính theo TTGH:

Có các ưu điểm của phương pháp tính theo nội lực phá hoại, đồng thời khắc phục những nhược điểm của phương pháp này ..., đã trình bày rõ ràng hơn về các yêu cầu đối với kết cấu, vấn đề an toàn được đề cập tỉ mỉ đầy đủ hơn.

Nhưng tồn tại chung hiện nay là mâu thuẫn giữa hai việc làm tính toán nội lực và tính toán tiết diện. Tính nội lực bằng phương pháp CHCK xem vật liệu là đàn hồi. Tính tiết diện thì xem vật

liệu là đàn hồi dẻo nên chưa triệt để. Khắc phục bằng cách dùng lý thuyết dẻo để tính nội lực nhưng rất phức tạp khó áp dụng cho người thiết kế.

3. NGUYÊN LÝ CHUNG VỀ CẤU TẠO:

BTCT là vật liệu hỗn hợp sự làm việc phức tạp. Để đơn giản tính toán người ta đưa ra một số giả thuyết để xác định nội lực hoặc tính toán tiết diện, có những giả thuyết không hoàn toàn phù hợp với thực tế làm việc. Vì vậy khi bố trí cốt thép cần tuân thủ các quy định cấu tạo nhằm phát huy hết khả năng chịu lực của vật liệu, tránh các phá hoại cục bộ.

3.1. Khung và lưới cốt thép:

Cốt thép trong kết cấu BTCT không đặt riêng lẻ mà liên kết với nhau thành khung hoặc lưới để:

- Giữ vị trí cốt thép khi thi công.
- Các cốt thép cùng nhau chịu các lực tập trung cục bộ.
- Chịu các ứng suất phức tạp mà trong tính toán không xét đến được.

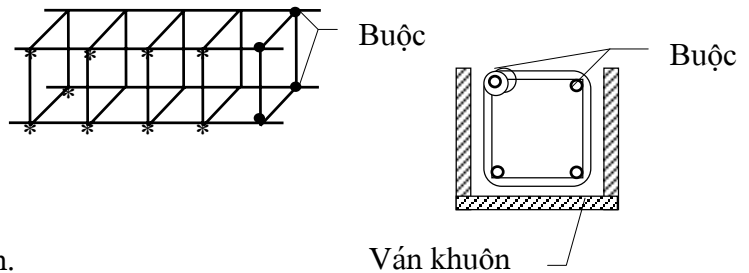
Liên kết các cốt thép bằng cách buộc hoặc hàn.

1. Khung cốt thép: Nói chung gồm cốt dọc, cốt ngang, cốt thi công. Thường đặt ở cột, dầm.

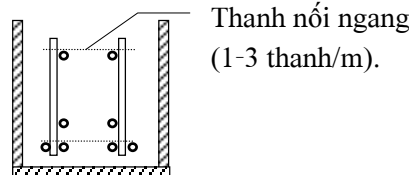
a. Khung cốt buộc:

Buộc bằng sợi thép $\phi 0,8 \div \phi 1$.

- * Ưu điểm:
 - Chịu tải trọng động tốt.
 - Bố trí cốt thép linh động.
 - Không cần thiết bị hàn.
- * Nhược điểm:
 - Chịu lực không tốt bằng hàn.
 - Chậm, không cơ giới hóa.

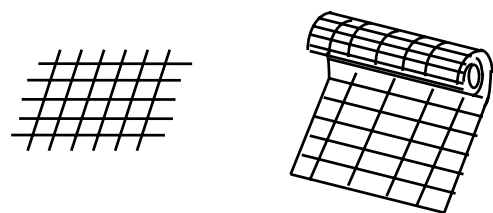


b. Khung cốt hàn:



2. Lưới cốt thép :

Có thể buộc hoặc hàn lưới phẳng hoặc cuộn nhưng đảm bảo mỗi cuộn $G \leq 500$ kg để phù hợp cần cầu thiếu nhi khi thi công.



3.2. Cốt chịu lực và cốt cấu tạo:

Trong giáo trình, từng loại cấu kiện cơ bản đều có qui định và hướng dẫn cụ thể về tác dụng, yêu cầu và cách bố trí thép, vì vậy ở đây chỉ trình bày một số khái niệm cơ bản:

- Cốt chịu lực: Dùng để chịu các ứng lực phát sinh do tải trọng, được xác định theo tính toán.
- Cốt cấu tạo: Liên kết các cốt chịu lực thành khung hoặc lưới, giảm sự co ngót không đều của BT, chịu ứng suất do co ngót và thay đổi nhiệt độ, giảm bề rộng khe nứt, hạn chế biến dạng (võng), phân bố tác dụng của tải trọng tập trung..

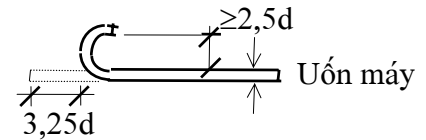
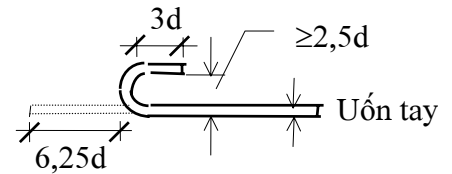
3.3. Neo cốt thép:

Neo cốt thép nhằm bảo đảm phát huy hết khả năng chịu lực của cốt thép, tránh phá hoại cục bộ do tuột. Đoạn neo được tính từ mút cốt thép đến TD mà nó được tính toán chịu lực. Đoạn neo được xác định theo khả năng truyền lực giữa BT và cốt thép (lực dính).

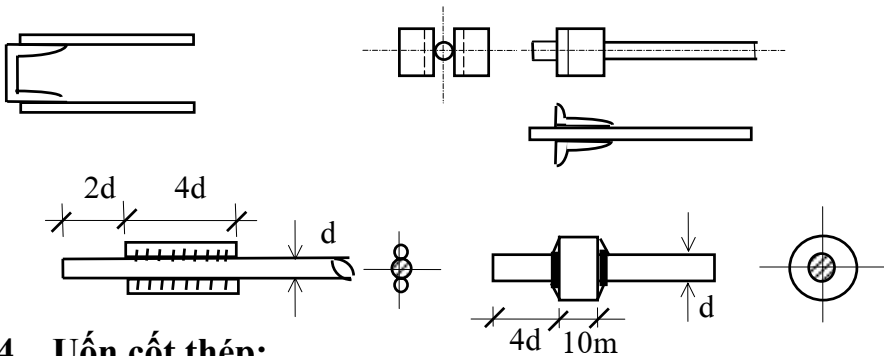
Công thức xác định đoạn neo: $l_{neo} = (m_{neo} \cdot \frac{R_a}{R_n} + \lambda)d$

1. Neo nhờ móc ở đầu:

Cốt thép tròn trơn chịu kéo phải có móc neo ở hai đầu để cho cốt thép khi chịu lực không bị trượt trong bê tông.

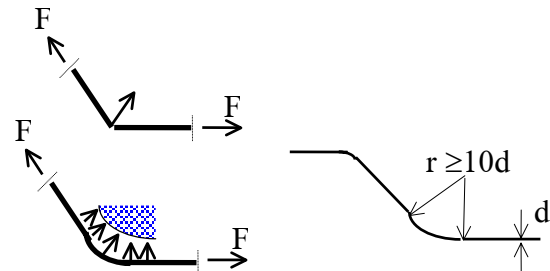


2. Neo bằng cách hàn các thép neo ở đầu:



3.4. Uốn cốt thép:

Tại chỗ cốt thép bị uốn cong, cốt thép khi chịu lực sẽ ép cục bộ vào BT và gây ứng suất tập trung tại đó để phân bố lực nén của cốt thép ra (Tiết diện rộng hơn) đều hơn. Cốt thép được uốn cong với bán kính cong $r \geq 10d$.



3.5. Nối cốt thép:

Cốt thép có thể nối với nhau bằng hàn hay buộc.

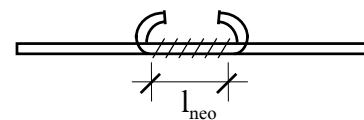
a. Nối buộc (nối chồng):

Cho phép buộc khi cốt thép có $d < 32$ và mỗi nối không được đặt tại TD được tận dụng hết khả năng chịu lực.

Không được buộc khi $d > 32$ và khi kết cấu chịu kéo hoàn toàn (Thanh bụng chịu kéo và thanh cánh hạ của dầm..).

Đoạn l_{neo} phải theo quy định của đoạn neo:

Kéo: $l_{neo} \geq 250$ mm. }
Nén: $l_{neo} \geq 200$ mm. } → Tùy thuộc mức BT và loại cốt thép

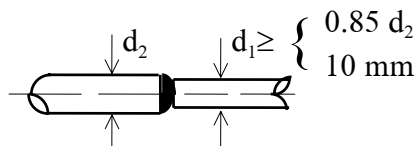


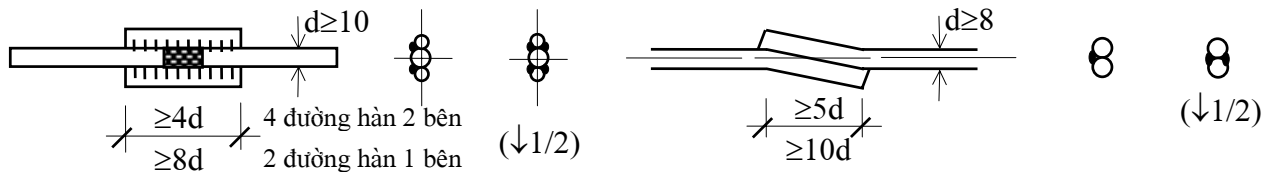
b. Nối hàn:

Hàn đối đầu: cho loại thép $A_I - A_{IV}$.

Hàn đối đầu có nẹp: $A_I - A_{IV}$.

Hàn ghép: $A_I - A_{III}$.





3.6. Lớp BT bảo vệ :

- Có tác dụng bảo vệ cốt thép dưới tác dụng xâm thực của môi trường, đảm bảo lực dính giữa BT và cốt thép.
- Lớp BT bảo vệ tính từ mép ngoài BT đến mép gần nhất của cốt thép không được bé hơn trị số tối thiểu a_0 quy định như sau:

Đối với cốt chịu lực:

- $a_0 = 10\text{mm}$: Bản và vỏ có chiều dày < 100
- $a_0 = 15\text{mm}$: Bản và vỏ có chiều dày ≥ 100 , dầm hoặc sườn có $h < 250$.
- $a_0 = 20\text{mm}$: Dầm có $h \geq 250$, cột.
- $a_0 = 30\text{mm}$: Móng lắp ghép và dầm móng.
- $a_0 = 35\text{mm}$: Móng đổ tại chỗ có BT lót.
- $a_0 = 70\text{mm}$: Móng đổ tại chỗ không có BT lót

Đối với cốt đai, cấu tạo:

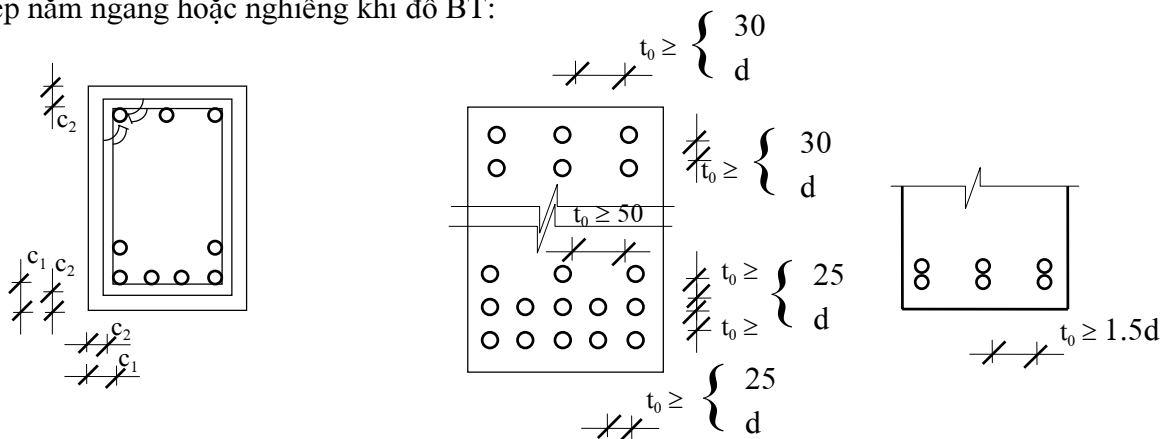
- $a_0 = 10\text{mm}$: Khi $h \leq 250$.
- $a_0 = 15\text{mm}$: Khi $h \geq 250$.

Ngoài ra lớp BT bảo vệ còn tùy thuộc vào môi trường sử dụng và chất lượng bảo quản mà có thể tăng $5 \div 20\text{mm}$ hoặc giảm 5mm (nhưng tối thiểu $a_0 = 10\text{mm}$).

3.7. Bố trí và khoảng cách giữa các cốt thép:

Nếu cốt thép bố trí quá dày sẽ ảnh hưởng đến lực dính, khó đổ BT..Khoảng hở giữa các cốt thép trong mọi trường hợp phải \geq đường kính cốt thép ($t_0 \geq d$). Ngoài ra còn phụ thuộc vào:

- Nếu cốt thép nằm ngang hoặc nghiêng khi đổ BT:



- Nếu cốt thép đặt đứng khi đổ BT: $t_0 \geq 50$.

Ngoài ra khoảng cách giữa các cốt thép cũng không nên quá lớn nhằm tránh các vết nứt do co ngót, thay đổi nhiệt độ, tránh sự phá hoại cục bộ và ổn định của khung (lưới) cốt thép khi thi công.. Trong mọi trường hợp $t_0 \leq 400$.

CẦU KIẾN CHỊU UỐN.

Cầu kiến chịu uốn là cầu kiến chịu M hay đồng thời M & Q.



Cầu kiến chịu uốn là loại cầu kiến cơ bản rất quan trọng được sử dụng rộng rãi và thường gặp nhất như dầm, sàn, cầu thang, ...

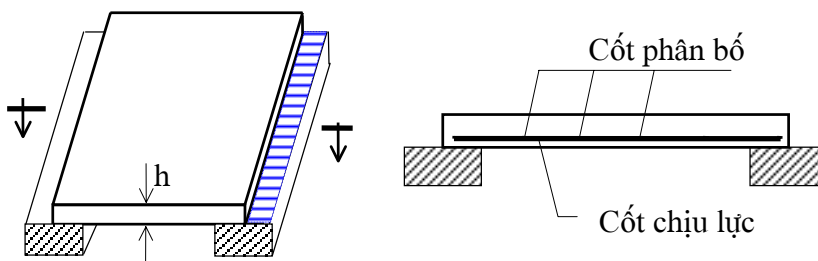
Có thể quy về hai loại cơ bản: bản và dầm.

1. ĐẶC ĐIỂM CẤU TẠO:

1.1 Bản:

1. **Định nghĩa:** Bản là loại kết cấu phẳng có chiều dày khá bé so với chiều dài và chiều rộng. ($h=3\div 30$ cm, thường từ $6\div 10$ cm).

Bản có thể 1 nhịp hay nhiều nhịp, toàn khối hay lắp ghép.



Trong kết cấu nhà cửa bản có kích thước mặt bằng thường bằng $2\div 4$ m.

Chiều dày bản chọn theo yêu cầu chịu lực và độ cứng (biến dạng, võng, góc xoay..).

2. **Cốt thép trong bản gồm có cốt chịu lực và cốt phân bố (A_I, A_{II}).**

a. Cốt thép chịu lực:

Nằm trong mặt phẳng tác dụng của M (đặt dọc theo nhịp), bố trí trong vùng kéo.

Chọn và bố trí theo tính toán.

Dùng thép A_I hoặc A_{II} , $d=5\div 12$ mm, khoảng cách giữa các cốt thép $a=7\div 20$ cm. (Nếu khoảng cách cốt thép quá lớn thì phần BT giữa 2 cốt thép không chịu ảnh hưởng của cốt thép ...). Tại gối cốt mũ chịu M^+ thì $a \geq 100$ để tiện đổ BT; Tại nơi có $M >$ thì:

$$a \leq 200 \text{ khi chiều dày bản } h \leq 150,$$

$$a \leq 1.5h \text{ khi chiều dày bản } h > 150,$$

Tại nơi có $M <$ thì tối thiểu phải có 3 thanh/1m dài bản.

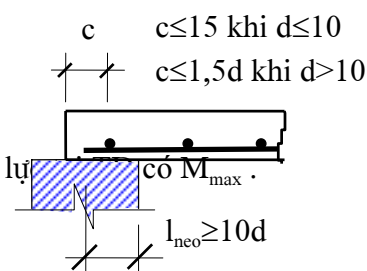
b. Cốt thép phân bố (cấu tạo):

Đặt vuông góc cốt chịu lực (Nằm bên trong cốt thép chịu lực) để tạo thành lưới.

Có $d=4\div 8$; $a=20\div 30$ cm (a không quá 350) đặt theo cấu tạo.

Tác dụng: giữ vị trí cốt chịu lực khi thi công, chịu ứng lực do co ngót, thay đổi nhiệt độ, phân phối ảnh hưởng của lực tập trung ra các cốt lân cận.

Diện tích cốt phân bố / 1M bề dài bản $\geq 10\%$ diện tích cốt chịu lực

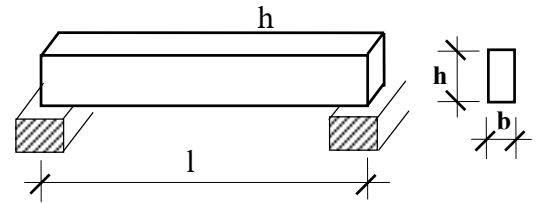


Ở đoạn gối tựa bản phải có đủ chiều dài để kéo cốt chịu lực một đoạn neo $l_{neo} > 5d$ sâu vào gối (Thường lấy $l_{neo} = 10d$; d là đường kính cốt chịu lực). Trong phạm vi gối phải có cốt phân bố. Số hiệu BT thường 150 ÷ 200[#] đôi khi 300[#].

1.2 Dầm:

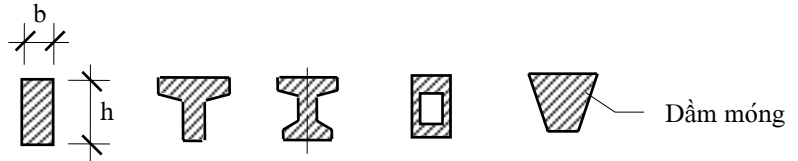
1. Định nghĩa:

Dầm là loại kết cấu có chiều ngang và chiều cao khá bé so với chiều dài.



2. Hình dáng tiết diện dầm:

Tiết diện dầm thường có dạng chữ nhật, I, T, hộp, khuyên, ...



3. Kích thước tiết diện dầm:

Chiều cao $h = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{20} \right)$ nhịp $\left\{ \begin{array}{l} - \text{Bội số của } 50 \rightarrow h \leq 600. \\ - \text{Bội số của } 100 \rightarrow h > 600. \end{array} \right.$

Chiều rộng $b = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{4} \right) h \left\{ \begin{array}{l} - 100, 120, 150, 180, 200, \dots \\ - \text{Bội số của } 50 \rightarrow b > 250. \end{array} \right.$

(Để tiện qui cách hóa ván khuôn và tiêu chuẩn hóa kích thước của dầm).

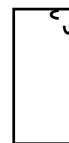
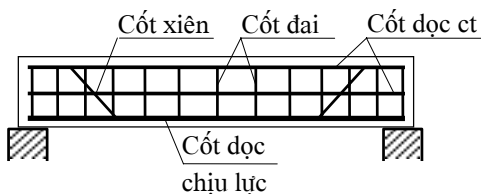
4. Cốt thép:

Cốt thép trong dầm thường dùng A_I, A_{II}, A_{III} có đường kính từ $\phi 10 \div \phi 32$ bao gồm cốt dọc chịu lực, cốt đai, cốt xiên, cốt dọc cấu tạo.

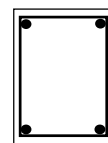
a. Cốt dọc chịu lực:

Chịu M. Đặt dọc theo nhịp dầm ở vùng BT chịu kéo hay nén. Đường kính $d = 10-32$

Xác định theo tính toán, có thể bố trí 1, 2 hay nhiều lớp (khi $b \geq 150$ phải có ít nhất 2 thanh)



Đai 2 nhánh



Đai 4 nhánh

b. Cốt đai:

Dùng để chịu lực cắt, liên kết cốt dọc thành khung, gắn vùng BT chịu kéo và vùng BT chịu nén với nhau để chịu mô men.

Tính toán theo lực cắt.

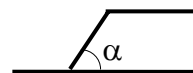
Đường kính cốt đai thường dùng: $\phi \geq 6\text{mm}$ đối với $h < 800$; $\phi \geq 8\text{mm}$ đối với $h \geq 800$.

c. Cốt xiên:

Dùng để chịu lực cắt Q hoặc có lúc chỉ để đưa cốt dọc lên chịu $M^{(+)}$ ở trên.

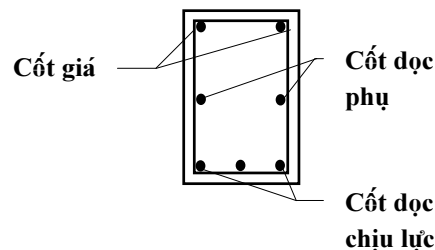
Thường là cốt dọc uốn lên với góc nghiêng α :

- 45° khi $h \leq 800$.
- 60° khi $h > 800$.
- 30° khi dầm thấp và bản.



d. Cốt dọc cấu tạo:

Khi dầm có chiều cao lớn $h > 700$ thì trên khoảng cách giữa phải đặt **cốt thép phụ** cách nhau 40 - 50 cm. $\phi = 10 \div 14$. Có tác dụng giữ ổn định cốt đai, chịu ứng lực co ngót và nhiệt độ.



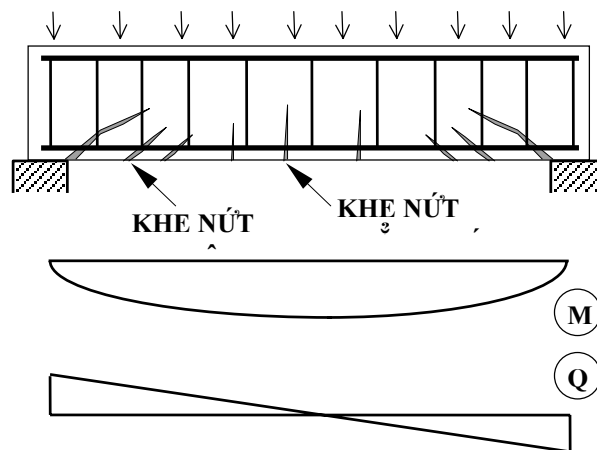
Cốt giá: là cốt dọc đặt trong vùng BT chịu nén để giữ vị trí cốt đai (tạo thành khung). Đặt theo cấu tạo, đường kính ϕ $10 \div \phi 14$.

(Các yêu cầu cấu tạo sẽ trình bày chi tiết trong các mục sau). Để làm cốt chịu lực trong cấu kiện chịu uốn người ta còn dùng thép hình (Cốt cứng) và khung cốt hàn không gian.

2. SỰ LÀM VIỆC CỦA DẦM

Quan sát một dầm BTCT chịu tải cho đến lúc bị phá hoại, ta thấy sự làm việc của dầm diễn biến như sau:

Ban đầu khi tải trọng chưa lớn dầm vẫn còn nguyên vẹn. Tải trọng tăng lên đến một mức nào đó trong dầm xuất hiện các vết nứt. Tại khu vực giữa dầm nơi có $M >$ có vết nứt thẳng góc với trục dầm; Tại khu vực gần gối tựa nơi có $Q >$ thì vết nứt nghiêng. Khi tải trọng khá lớn thì dầm bị phá hoại: hoặc theo tiết diện có vết nứt thẳng góc hoặc theo tiết diện có vết nứt nghiêng.



Như vậy việc tính toán và cấu tạo các cấu kiện chịu uốn theo điều kiện cường độ nhằm:

- Không bị phá hoại trên TD thẳng góc: Tính toán theo cường độ trên TD vuông góc.
- Không bị phá hoại trên TD nghiêng: Tính toán theo cường độ trên TD nghiêng.

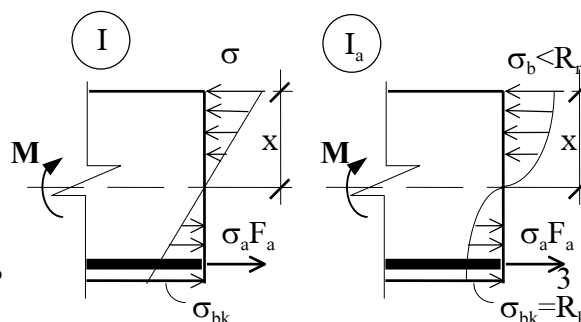
(Mặt khác trong suốt quá trình đặt tải thì độ võng của dầm cứ tăng dần lên và khe nứt ngày càng mở rộng. Để đảm bảo sự làm việc bình thường cho kết cấu còn phải tính kiểm tra độ võng, nứt)

3. TRẠNG THÁI US - BD TRÊN TIẾT DIỆN THẲNG GÓC:

Quan sát quá trình thí nghiệm uốn một dầm BTCT từ lúc đặt tải đến lúc phá hoại. Diễn biến của US - BD trên TD thẳng góc có thể phân thành 3 giai đoạn sau:

3.1 Giai đoạn I:

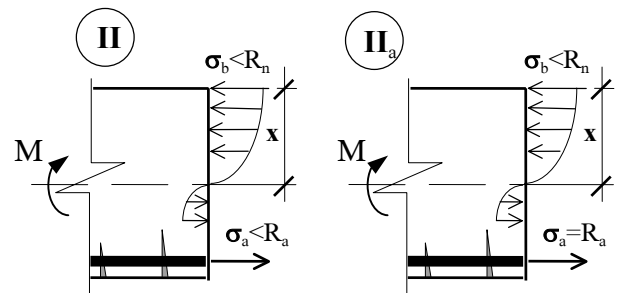
Khi tải trọng còn nhỏ (M), vật liệu làm việc đàn hồi, US & BD trên tiết diện tuân theo định luật Hook. Tải trọng tiếp tục $\uparrow \rightarrow$ biến dạng dẻo trong



BT phát triển (nhất là vùng kéo). Sơ đồ ứng suất trong BT cong đi. Đến khi ứng suất trong miền BT chịu kéo đạt đến R_k ($\sigma_{bk}=R_k$) thì BT vùng kéo sấp sửa nứt TTUS-BD của TD ở vào giai đoạn I_a.

3.2 Giai đoạn II:

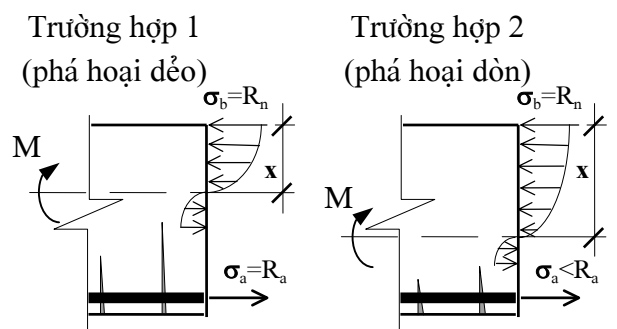
Tải trọng ↑ → BT chịu kéo nứt. Tải trọng tiếp tục ↑ → vết nứt mở rộng, tại khe nứt BT vùng kéo không chịu lực nữa mà toàn bộ lực kéo do cốt thép chịu (trên khe nứt còn 1 phần BT chịu kéo nhưng rất nhỏ). Miền BT chịu nén có biến dạng dẻo khá lớn → sơ đồ ứng suất bị cong nhiều.



Nếu lượng cốt thép chịu kéo không nhiều lắm thì khi tải trọng ↑ → ứng suất trong cốt thép đạt giới hạn chảy R_a ($\sigma_a=R_a$). TTUS-BD của TD ở vào giai đoạn II_a.

3.3 Giai đoạn III:

Tải trọng ↑ → sơ đồ ứng suất trong miền BT chịu nén bị cong đi nhiều. Khe nứt mở rộng và phát triển dần lên phía trên, miền BT chịu nén thu hẹp dần lại. Ứng suất trong cốt thép vẫn R_a vì ở trạng thái chảy dẻo (Biến dạng ↑ mà ứng suất không ↓).



Khi ứng suất trong BT chịu nén đạt R_n → bị phá hoại: **trường hợp phá hoại thứ nhất** (phá hoại dẻo).

Nếu lượng cốt thép chịu kéo đạt khá nhiều, khi tải trọng ↑ trạng thái US-BD của TD chuyển trực tiếp từ giai đoạn II sang giai đoạn III mà không qua trạng thái II_a. Tiết diện bị phá hoại khi BT chịu nén đạt R_n trong khi ứng suất trong cốt thép chịu kéo chưa đạt giới hạn chảy ($\sigma_a < R_a$). **Đây là trường hợp phá hoại thứ 2:** phá hoại giòn.

Khi thiết kế cấu kiện chịu uốn cần tránh trường hợp phá hoại giòn vì sự phá hoại xảy ra đột ngột khi biến dạng còn khá bé, không biết trước được (nguy hiểm). Mặt khác không tận dụng hết khả năng chịu lực của vật liệu (Cốt thép chỉ mới đạt $\sigma_a < R_a$).

Dọc theo chiều dài dầm tùy theo trị số của M và vị trí khe nứt mà các tiết diện vuông góc của dầm có thể ở vào các giai đoạn của TTUS-BD khác nhau (Từ giai đoạn I đến III).

4. TÍNH TOÁN THEO CƯỜNG ĐỘ TRÊN TIẾT DIỆN THẲNG GÓC

4.1 Tính cấu kiện có TD chữ nhật:

Tiết diện chữ nhật là loại TD phổ biến nhất của cấu kiện chịu uốn, về mặt cấu tạo nó thường có hai loại: **Trên tiết diện chỉ đặt cốt chịu kéo gọi là cốt đơn; Trên tiết diện có cốt chịu lực đặt cả trong vùng kéo lẫn vùng nén : Cốt kép.** Ta sẽ lần lượt xét từng trường hợp.

a. Tính tiết diện chữ nhật có cốt đơn:

a) Sơ đồ ứng suất:

Khi nghiên cứu trạng thái US & BD trên tiết diện thẳng góc của cầu kiện chịu uốn ta biết rằng ở trường hợp phá hoại dẻo: ứng suất trong BT chịu nén và trong Cốt thép chịu kéo đều đạt tới trị số giới hạn về cường độ, nên đã tận dụng được hết khả năng chịu của vật liệu (lại xảy ra không đột ngột nguy hiểm). Vì vậy người ta xem nó là TTGH về cường độ trên TD thẳng góc của dầm.

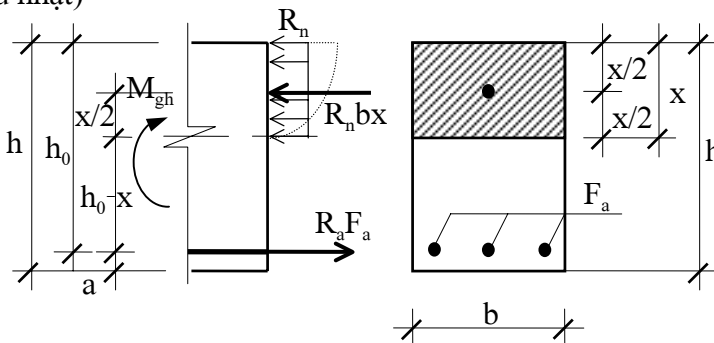
* Sơ đồ ứng suất dùng để tính toán tiết diện ở TTGH như sau:

- Ứng suất trong vùng BT chịu nén: đạt cường độ chịu nén R_n .
- Ứng suất trong cốt thép chịu kéo đạt cường độ chịu kéo R_a .

(Sơ đồ ứng suất vùng nén phân bố dạng chữ nhật)

* Giải thích các kí hiệu:

- x : Chiều cao vùng BT chịu ép.
- h_0 : Chiều cao làm việc của TD dầm $h_0 = h - a$.
- a : Khoảng cách từ trọng tâm F_a đến mép dưới TD.
- F_a : Toàn bộ diện tích cốt thép chịu kéo.
- M : Mômen uốn do tải trọng tính toán gây ra trên TD.



b) Công thức cơ bản:

Dựa vào sơ đồ ứng suất ta thiết lập các phương trình cân bằng của các ứng lực trên TD:

Phương trình hình chiếu các lực lên phương trục dầm:

$$\Sigma.X=0 \Rightarrow R_a F_a = R_n b x. \quad (4 - 1)$$

Tổng mô men với trục qua trọng tâm cốt thép chịu kéo và vuông góc với mp uốn của dầm:

$$\Sigma.M.F_a=0 \Rightarrow M_{gh} = R_n b x.(h_0 - 0,5x). \quad (4 - 2)$$

Điều kiện cường độ (đảm bảo cho TD không vượt quá TTGH thứ I) là:

$$M \leq M_{gh} \Rightarrow M \leq R_n b x.(h_0 - 0,5x). \quad (4 - 3)$$

Kết hợp (4-1)&(4-3): $M \leq R_a F_a .[h_0 - 0,5x]. \quad (4 - 3a)$

Để tiện sử dụng (nhất là khi tính toán bằng tay), ta tiến hành một số phép biến đổi:

Đặt $\alpha = x/h_0$, Các công thức trên viết lại như sau:

$$\text{Từ (4-1)} \Rightarrow R_a F_a = \alpha.R_n b h_0. \quad (4 - 4)$$

$$\text{Từ (4-3)} \Rightarrow M_{gh} = R_n b h_0^2 . \alpha.(1 - 0,5\alpha).$$

$$\text{Từ (4-3a)} \Rightarrow M_{gh} = R_a F_a h_0.(1 - 0,5\alpha).$$

Đặt $A = \alpha.(1 - 0,5\alpha)$, $\gamma = (1 - 0,5\alpha)$, ta có:

$$M \leq A.R_n b h_0^2. \quad (4 - 5)$$

$$M \leq \gamma. R_a F_a h_0. \quad (4 - 6)$$

c) Điều kiện hạn chế:

Để không xảy ra phá hoại dòn thì cốt thép F_a không được quá nhiều, theo (4-1) tương ứng là hạn chế chiều cao vùng nén x . Kết quả thực nghiệm cho thấy trường hợp phá hoại dẻo xảy ra khi chiều cao vùng BT chịu nén không vượt quá giới hạn sau: $x \leq \alpha_0 h_0. \quad (4 - 7)$

Hay $A \leq A_0 = \alpha_0.(1 - 0,5\alpha_0)$.

Với α_0 phụ thuộc vào mác BT và loại cốt thép (tra bảng).

Thí dụ: Với cốt thép có $R_a \leq 3000 \text{ kg/cm}^2$, BT M 200 : $\alpha_0=0,62$.
 - BT M 250 ÷ 300 : $\alpha_0=0,58$.

$$\text{Từ } R_a F_a = R_n b x \Rightarrow F_a = \frac{R_n \cdot b \cdot x}{R_a} \leq \frac{\alpha_0 \cdot R_n \cdot b \cdot h_0}{R_a} = F_{a \max}$$

Gọi $\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0}$ là hàm lượng cốt thép thì hàm lượng cực đại: $\mu_{\max} = \frac{F_{a \max}}{b \cdot h_0} = \alpha_0 \frac{R_n}{R_a}$

Mặt khác nếu cốt thép ít quá cũng bị phá hoại dòn khi BT vùng kéo nứt mà lượng cốt thép không đủ để chịu toàn bộ ứng lực từ BT vùng kéo truyền sang, vậy:

$$\mu_{\min} \leq \mu \leq \mu_{\max}. \text{ Với } \mu_{\min}=0,05\%.$$

d) Các bài toán áp dụng:

Bài toán 1: Biết kích thước TD b, h, mômen M, Mác BT, loại cốt thép (R_n, R_a). Tính cốt thép F_a ?

Giải:

- Căn cứ mác BT và nhóm cốt thép: (tra bảng) R_n, R_a, α_0, A_0 .
- Tính $h_0 = h - a$.

Vì chưa có F_a nên phải giả thuyết trước a : a = 15-20 với bản, a = 30-60 với dầm.

- Từ phương trình (4 - 5) xác định A: $A = \frac{M}{R_n b h_0^2}$ (4 - 8)

- Kiểm tra A theo điều kiện hạn chế:

Nếu $A \leq A_0$ (thỏa mãn ĐK hạn chế) tra bảng có γ

Tính F_a : $F_a = \frac{M}{\gamma \cdot R_n h_0}$ (4 - 9)

Kiểm tra hàm lượng thép: $\mu = F_a / (b \cdot h_0) \geq \mu_{\min}$. Phù hợp khi $\mu = 0,3 \div 0,6\%$ đối với bản.
 $\mu = 0,6 \div 1,2\%$ đối với dầm.

Có F_a chọn thép và bố trí trên tiết diện. Chú ý kiểm tra lại h_0 thực tế so với h_0 chọn ban đầu ($h_{\text{chọn}} = h - a_{\text{chọn}}$): Yêu cầu h_0 cấu tạo $\geq h_0$ chọn (thiên về an toàn).

Nếu $A > A_0$ thì hoặc tăng kích thước TD .

tăng Mác BT.

đặt cốt thép vào vùng nén (Đặt cốt kép).

Bài toán 2: Biết M, Mác BT, loại cốt thép. Yêu cầu chọn b, h, và tính cốt thép F_a ?

Giải:

- Căn cứ mác BT và nhóm cốt thép: (tra bảng) R_n, R_a, α_0, A_0 .

Áp dụng các công thức (4 - 4) & (4 - 5) bài toán với 2 phương trình chứa 4 ẩn: b, h, α và F_a . Để giải cần chọn trước 2 ẩn, tiện nhất là chọn trước b & α :

Chọn trước b theo kinh nghiệm, theo yêu cầu cấu tạo, theo kiến trúc..

Chọn α : $\alpha = 0,3 \div 0,4$ đối với dầm.

$$\alpha = 0,1 \div 0,25 \text{ đối với bản.}$$

(α được chọn sao cho lượng thép tính được phù hợp với kích thước TD)

Từ α chọn tra bảng được A. Chiều cao làm việc của TD h_0 :

$$h_0 = \frac{1}{\sqrt{A}} \cdot \sqrt{\frac{M}{R_n b}} \quad (4 - 9)$$

Chiều cao TD: $h = h_0 + a$ (a chọn như BT1) (h nên chọn tròn số và tỉ số $h/b = 2 \div 4$ là hợp lý. Nếu không thỏa mãn phải chọn lại b và tính lại như ban đầu).

Sau khi có bxh hợp lý thì việc tính F_a tiến hành giống như bài toán 1.

Bài toán 3: Biết $b, h, F_a, Mác BT, loại cốt thép$. Tính khả năng chịu lực của tiết diện M_{td} .

Giải:

- Căn cứ mác BT và nhóm cốt thép: (tra bảng) R_n, R_a, α_0, A_0 .
- Căn cứ vào cách bố trí cốt thép xác định được a rồi tính $h_0 = h - a$.

Bài toán với 2 phương trình chứa 2 ẩn α, M_{td} nên bài toán hoàn toàn xác định.

$$\text{Từ (4 - 4)} \rightarrow \alpha = \frac{R_a F_a}{R_n b h_0}$$

Nếu $\alpha \leq \alpha_0$: tra bảng có A , thế vào (4 - 5) $\Rightarrow M_{td} = A \cdot R_n \cdot b \cdot h_0^2$.

Nếu $\alpha > \alpha_0$ chứng tỏ F_a quá nhiều, BT vùng nén bị phá hoại trước nên khả năng chịu lực được tính theo khả năng của vùng nén, tức chọn $\alpha = \alpha_0$ hay $A = A_0 \Rightarrow M_{td} = A_0 \cdot R_n \cdot b \cdot h_0^2$.

b. Tính tiết diện chữ nhật có cốt kép:

a) Điều kiện đặt cốt kép:

Khi tính cốt đơn có điều kiện $h/cA = \frac{M}{R_n b h_0^2} \leq A_0$.

Nếu $A = \frac{M}{R_n b h_0^2} > A_0$ thì:
 - Tăng kích thước TD.
 - Hoặc tăng Mác BT.
 - Hoặc **đặt cốt kép**.

Nhưng việc đặt cốt kép không phải lúc nào cũng là kinh tế. Kết quả nghiên cứu cho thấy chỉ nên đặt cốt kép khi $A \leq 0,5$ nếu $A > 0,5$ thì nên tăng kích TD.

Vì vậy điều kiện để tính cốt kép là $A_0 < A = \frac{M}{R_n b h_0^2} \leq 0,5$.

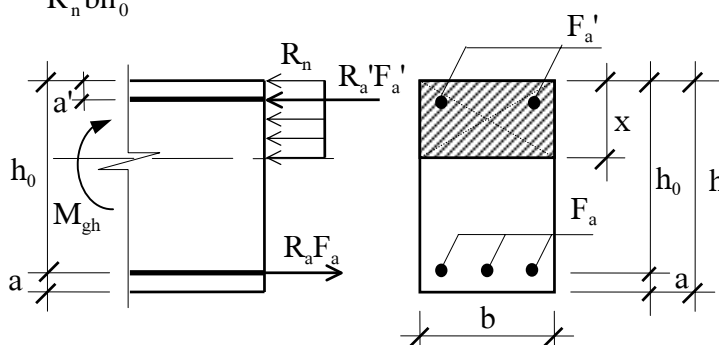
b) Sơ đồ ứng suất:

Đến TTGH ứng suất trong:

- Cốt thép chịu kéo F_a đạt R_a
- Cốt thép chịu nén F_a' đạt R_a'
- Bê tông vùng nén đạt R_n .

Trong đó:

- F_a' : Tổng diện tích cốt thép chịu nén.
- R_a' : Cường độ chịu nén của cốt thép F_a' .
- a' : Khoảng cách từ trọng tâm F_a' đến mép trên chịu nén của TD.



(Cường độ chịu nén tính toán R_a' của cốt thép được xác định có kể đến sự làm việc chung về nén giữa BT & cốt thép: Khi BT bị nén hỏng có biến dạng ϵ_{ch} ($\epsilon_{ch} \approx 2 \cdot 10^{-3}$) nên biến dạng của F_a' cũng không thể vượt quá giá trị này, vậy ứng suất nén trong F_a' không thể vượt quá trị số $\epsilon_{ch} \cdot E_a \approx 3600 \div 4000 \text{ KG/cm}^2$. Qui định lấy $R_a' = R_a$ nếu $R_a \leq 3600 \text{ KG/cm}^2$.

$$R_a' = 3600 \text{ KG/cm}^2 \text{ nếu } R_a > 3600 \text{ KG/cm}^2$$

c) Công thức cơ bản:

Phương trình hình chiếu các lực lên phương trục dầm:

$$\Sigma.X=0 \Rightarrow R_a F_a = R_n b x + R_a' F_a' \quad (4 - 11)$$

Tổng mô men với trục qua trọng tâm cốt thép F_a và vuông góc với mp uốn của dầm:

$$\Sigma.M_{F_a}=0 \Rightarrow M_{gh} = R_n b x.(h_0 - 0,5x) + R_a' F_a' (h_0 - a') \quad (4 - 12)$$

Điều kiện cường độ (đảm bảo cho TD không vượt quá TTGH thứ I) là:

$$M \leq M_{gh} \Rightarrow M \leq R_n b x.(h_0 - 0,5x) + R_a' F_a' (h_0 - a') \quad (4 - 13)$$

Cũng dùng một số ký hiệu như trường hợp cốt đơn:

Đặt $\alpha = x/h_0$, $A = \alpha.(1 - 0,5\alpha)$, Các công thức trên viết lại như sau:

$$\text{Từ (4-11)} \Rightarrow R_a F_a = \alpha.R_n b h_0 + R_a' F_a' \quad (4 - 14)$$

$$\text{Từ (4-13)} \Rightarrow M \leq A.R_n b h_0^2 + R_a' F_a' (h_0 - a') \quad (4 - 15)$$

(Ta có các công thức tương tự trường hợp đặt cốt đơn, chỉ có thêm thành phần lực $R_a' F_a'$).

d) Điều kiện hạn chế:

Để cấu kiện không bị phá hoại dòn từ phía BT chịu nén phải thỏa mãn điều kiện:

$$x \leq \alpha_0 h_0 \text{ hay } A \leq A_0 \quad (4 - 16)$$

Để ứng suất nén trong F_a' đạt đến R_a' phải thỏa mãn điều kiện:

$$x \geq 2a' \quad (4 - 17)$$

(Ứng suất nén trong F_a' đạt đến R_a' khi F_a' có biến dạng tương đối lớn. Nếu F_a' quá gần trục TH thì khi BT bị nén hỏng ứng suất trong F_a' vẫn còn $< R_a'$).

Các công thức cơ bản chỉ áp dụng tính toán TD khi các DK hạn chế được thỏa mãn.

e) Các bài toán áp dụng:

Bài toán 1: Biết M, b, h, Mác BT, loại cốt thép. Tính F_a, F_a' ?

Giải:

- Căn cứ mác BT và nhóm cốt thép: (tra bảng) $R_n, R_a, R_a', \alpha_0, A_0$.
- Xác định $h_0 = h - a$ (a và a' được chọn trước như trường hợp cốt đơn).
- Kiểm tra điều kiện cần thiết tính cốt kép : $A_0 \leq A = \frac{M}{R_n b h_0^2} \leq 0.5 \quad (4 - 18)$

Hai phương trình (4 - 14), (4 - 15) chứa 3 ẩn số α, F_a, F_a' nên phải loại bớt ẩn số bằng cách chọn trước $\alpha = \alpha_0$ tức $A = A_0$. (Bằng cách này ta lợi dụng hết khả năng chịu nén của BT nên cốt thép F_a, F_a' tính ra có $(F_a + F_a')$ bé nhất).

$$\text{Thay } A = A_0 \text{ vào (4-15) tìm được: } F_a' = \frac{M - A_0 R_n b h_0^2}{R_a' (h_0 - a')} \quad (4 - 19)$$

$$\text{Thế } F_a' \text{ vào (4-14) được: } F_a = \frac{\alpha_0 R_n b h_0}{R_a} + \frac{R_a'}{R_a} F_a' \quad (4 - 20)$$

Không quên kiểm tra lại a, a' đã giả thuyết!

Bài toán 2: Biết M, b, h, Mác BT, loại cốt thép và F_a' . Tính F_a ?

Giải:

- Căn cứ mác BT và nhóm cốt thép: (tra bảng) $R_n, R_a, R_a', \alpha_0, A_0$.
- Xác định $h_0 = h - a$ (a được chọn trước như trường hợp cốt đơn).
- Bài toán xác định vì có hai phương trình chứa 2 ẩn số.

$$\text{Từ (4-15) tính A: } A = \frac{M - R_a' F_a' (h_0 - a')}{R_n b h_0^2} \quad (4 - 21)$$

- Kiểm tra A theo điều kiện hạn chế:

Nếu $A \leq A_0$: tra bảng $\alpha \rightarrow x = \alpha \cdot h_0$.

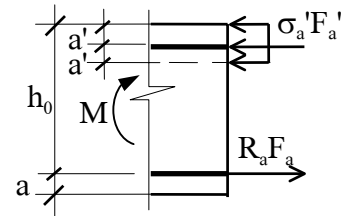
$$\text{Nếu } x \geq 2a': \quad F_a = \frac{\alpha \cdot R_n \cdot b h_0}{R_a} + \frac{R_a'}{R_a} F_a' \quad (4 - 22)$$

Nếu $x < 2a'$: F_a' quá gần trục TH, ứng suất trong cốt thép chịu nén F_a' chỉ đạt $\sigma_a' < R_a'$. Để đơn giản và thiên về an toàn xem hợp lực của vùng nén trùng với trọng tâm F_a' (lấy $x = 2a'$).

Sơ đồ ứng suất lúc đó có dạng:

$$\sum M_{F_a'} = 0: \quad M = R_a F_a (h_0 - a'). \quad (4 - 23)$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{M}{R_a (h_0 - a')} \quad (4 - 24)$$



- Nếu $A > A_0$ chứng tỏ cốt thép F_a' đã cho là chưa đủ để TD khỏi bị phá hoại dòn nên ta xem F_a' và chưa biết và tính theo bài toán 1 (Tính F_a, F_a').

Bài toán 3: Biết b, h , Mác BT, loại cốt thép, F_a, F_a' . Kiểm tra khả năng chịu lực của TD $M_{td} = ?$

Giải:

- Căn cứ mác BT và nhóm cốt thép: (tra bảng) $R_n, R_a, R_a', \alpha_0, A_0$.

Bài toán với 2 phương trình chứa 2 ẩn số nên hoàn toàn xác định.

$$\text{Từ (4 - 14)} \rightarrow \alpha = \frac{R_a F_a - R_a' F_a'}{R_n b h_0} \quad (4 - 25)$$

Kiểm tra điều kiện hạn chế:

- Nếu $\frac{2a'}{h_0} \leq \alpha \leq \alpha_0$. Từ α tra bảng A $\rightarrow M_{td} = A \cdot R_n b h_0^2 + R_a' F_a' (h_0 - a')$. (4 - 26)

- Nếu $\alpha < \frac{2a'}{h_0}$ (tức $x < 2a'$) thì lấy $x = 2a'$ để tính: $M_{td} = R_a F_a (h_0 - a')$.

(Hoặc là không kể đến cốt chịu nén F_a' vì ứng suất trong đó bé và tính như cốt đơn rồi so sánh 2 kết quả tính, lấy M_{td} nào lớn hơn làm khả năng chịu lực của tiết diện).

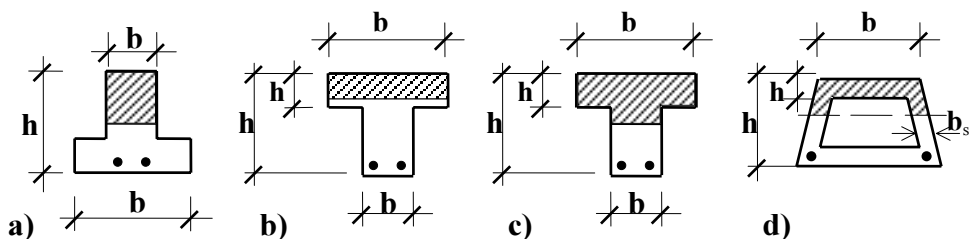
- Nếu $\alpha > \alpha_0$ tức $A > A_0$ chứng tỏ cốt thép chịu kéo quá nhiều, lấy $\alpha = \alpha_0$ tức $A = A_0$:

$$M_{td} = A_0 \cdot R_n b h_0^2 + R_a' F_a' (h_0 - a'). \quad (4 - 27)$$

Thí dụ tính toán: Xem sách.

4.2 Tính toán cấu kiện có TD chữ T:

a. **Đặc điểm của TD chữ T:**



Tiết diện chữ T gồm cánh và sườn. Nếu cánh chữ T nằm trong vùng nén c) sẽ tăng thêm diện tích BT vùng nén nên tiết kiệm vật liệu hơn TD chữ nhật, khi tiết diện chữ T có cánh nằm trong

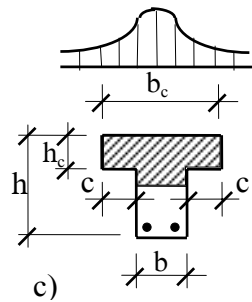
vùng kéo a), lúc đó cánh không góp phần vào khả năng chịu lực của TD nên được tính như TD chữ nhật $b \cdot h$.

Trong thực tế bề rộng cánh b_c tùy thuộc vào cấu tạo kết cấu, có thể lớn hoặc bé, nhưng trong tính toán thì bề rộng đó không thể vượt qua một giới hạn nhất định.

Cánh sẽ đỡ chịu lực được là nhờ có ứng suất cắt truyền lực ép từ sườn ra cánh, cho nên cách sườn một quãng nào đó thì ứng suất sẽ khá bé.

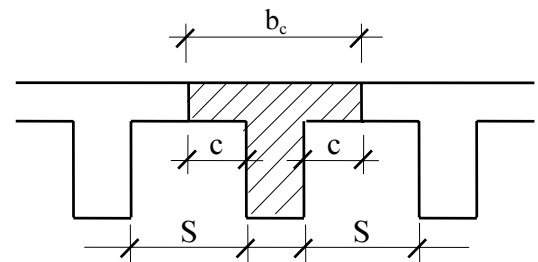
Do vậy bề rộng cánh dùng trong tính toán được xác định theo độ vươn C (phần cánh cùng chịu lực với sườn) quy định lấy như sau:

Trong mọi trường hợp $C \leq 1/6 l$ (l : nhịp tính toán của dầm)



Đối với dầm độc lập:

$$\begin{aligned} \text{Khi } h_c \geq 0,1h : & \quad C \leq 6 h_c \\ 0,05h \leq h_c \leq 0,1h : & \quad C \leq 3h_c \\ h_c < 0,05h : & \quad C=0. \end{aligned}$$



Đối với dầm sàn toàn khối:

$$\left. \begin{aligned} \text{Khi } h_c \geq 0,1h : & \quad C \leq 9 h_c \\ h_c \leq 0,1h : & \quad C \leq 6 h_c \end{aligned} \right\} \begin{aligned} & \text{Khi không có sườn ngang hoặc} \\ & \text{sườn ngang thưa hơn sườn dọc} \end{aligned}$$

Khi có các sườn ngang không thưa lắm : $C \leq 12 h_c$

Và tất nhiên $C \leq 1/2 S$ (S là khoảng cách giữa các mép sườn)

Tiết diện chữ T có thể đặt cốt đơn hoặc cốt kép. Nhưng TD chữ T đặt cốt kép (theo tính toán) ít khi dùng vì không kinh tế (rất ít gặp TD chữ T cần đặt cốt kép do đã có vùng chịu nén lớn).

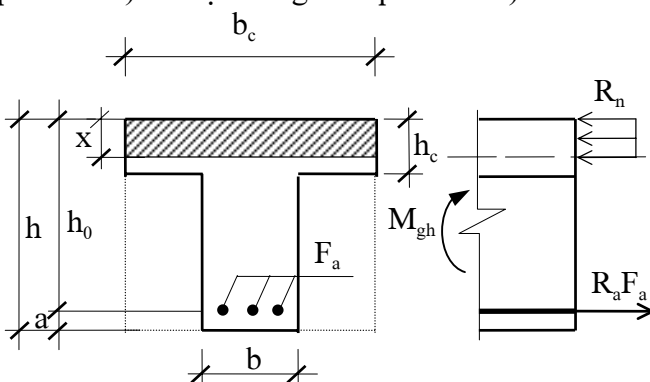
Chiều cao tiết diện dầm có thể chọn sơ bộ theo công thức gần đúng:

$$\begin{aligned} h &= (15 \div 20) \cdot \sqrt[3]{M} \quad \text{Với } h=\text{cm}, M=\text{Tm.} \\ b &= (0,4 \div 0,5) \cdot h \end{aligned}$$

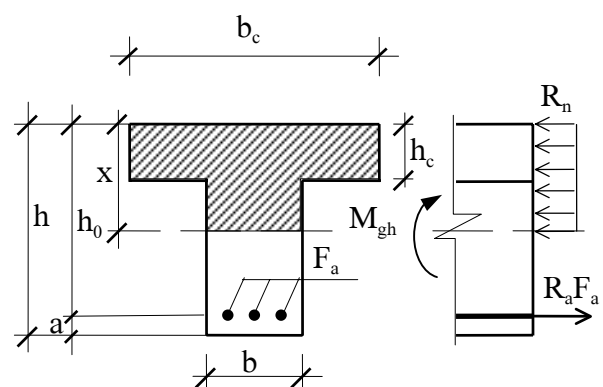
b. Tính toán tiết diện chữ T: (Đặt cốt đơn).

a) Sơ đồ ứng suất:

Khi tính TD chữ T có cánh nằm trong vùng nén cần phân biệt hai trường hợp: trục trung hòa qua cánh a) và trục trung hòa qua sườn b).



a) Trục trung hòa qua cánh



b) Trục trung hòa qua sườn

- Nếu trục TH qua cánh thì TD chữ T được tính như TD chữ nhật $b_c \cdot xh$, vì đến trạng thái giới hạn diện tích vùng BT chịu kéo không ảnh hưởng đến khả năng chịu lực của TD mà chỉ có BT chịu nén.

- Nếu trục TH qua sườn thì tính toán theo TD chữ T. Đến TTGH xem khả năng chịu lực của vật liệu được tận dụng hết : $F_a \rightarrow R_a$, BT vùng nén $\rightarrow R_n$.

Để phân biệt trục TH qua cánh hay sườn, ta xác định Mô men uốn trên TD khi trục TH đi qua mép giữa cánh và sườn:

$$\sum M_{F_a} = 0 \Rightarrow M_c = R_n \cdot b_c \cdot h_c \cdot (h_0 - 0,5h_c). \quad (4 - 28)$$

Nếu $M_c \geq M$ thì trục TH qua cánh, tính toán theo TD chữ nhật $b_c x h_c$ như mục IV.1.

Nếu $M_c < M$ thì trục TH qua sườn, tính toán theo TD chữ T, sẽ xét dưới đây .

b) Công thức cơ bản:

$$\sum X = 0 \Rightarrow R_a F_a = R_n b x + R_n (b_c - b) h_c. \quad (4 - 29)$$

$$\sum M_{F_a} = 0 \Rightarrow M_{gh} = R_n b x (h_0 - 0,5x) + R_n (b_c - b) h_c (h_0 - 0,5h_c). \quad (4 - 30)$$

Điều kiện cường độ: $M \leq M_{gh}$

$$\text{Hay } M \leq R_n b x (h_0 - 0,5x) + R_n (b_c - b) h_c (h_0 - 0,5h_c). \quad (4 - 31)$$

Đặt α , A tương tự như TD chữ nhật, ta có:

$$R_a F_a = \alpha \cdot R_n b \cdot h_0 + R_n (b_c - b) h_c \quad (4 - 32)$$

$$M \leq A \cdot R_n b \cdot h_0^2 + R_n (b_c - b) h_c (h_0 - 0,5h_c) \quad (4 - 33)$$

c) Điều kiện hạn chế:

Điều kiện hạn chế vùng nén để TD không bị phá hoại dòn:

$$\alpha \leq \alpha_0 \text{ hoặc } A \leq A_0.$$

d) Tính toán tiết diện:

* **Bài toán tính cốt thép:** Biết b, b_c, h_c, h, M . Mác BT, loại cốt thép. Tính F_a ?

Giải:

$$\text{Từ (4-33), tính A: } A = \frac{M - R_n (b_c - b) h_c (h_0 - 0,5h_c)}{R_n b h_0^2} \quad (4 - 34)$$

Vì là cốt đơn nên $A \leq A_0$ tra bảng được α

$$\text{Từ (4-32), tính } F_a : F_a = \frac{\alpha \cdot R_n b h_0 + R_n (b_c - b) h_c}{R_a} \quad (4 - 35)$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép của TD chỉ tính cho phần sườn, tức $\mu = [F_a / (b \cdot h_0)] \cdot 100$ phải đảm bảo theo yêu cầu đối với TD chữ nhật đã biết.

Nếu $A > A_0$: thì phải đặt cốt kép.

* **Bài toán kiểm tra cường độ tiết diện:**

Biết b, b_c, h, h_c, M . Mác BT, loại cốt thép, F_a . Tính M_{td} ?

Giải:

$$\text{Từ (4-32) xác định } \alpha : \alpha = \frac{R_a F_a - R_n (b_c - b) h_c}{R_n b h_0}. \quad (4 - 36)$$

Nếu $\alpha \leq \alpha_0$ tra bảng có A và tính M_{td} theo (4 - 33):

$$M_{td} = A \cdot R_n b \cdot h_0^2 + R_n (b_c - b) h_c (h_0 - 0,5h_c) \quad (4 - 37)$$

Nếu $\alpha > \alpha_0$ thì lấy $\alpha = \alpha_0$ tức $A = A_0$, để tính M_{td} theo (4 - 33):

$$M_{td} = A_0 \cdot R_n b \cdot h_0^2 + R_n (b_c - b) h_c (h_0 - 0,5h_c) \quad (4 - 38)$$

Thí dụ tính toán: Xem sách.

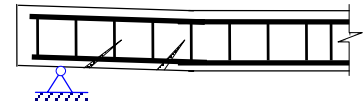
5.

TÍNH TOÁN THEO CƯỜNG ĐỘ TRÊN TIẾT DIỆN NGHIÊNG:

5.1 Đặc điểm phá hoại trên tiết diện nghiêng:

Khi xét sự làm việc của dầm BTCT chịu uốn ta đã biết dầm bị phá hoại hoặc là theo TD thẳng góc (Tại chỗ có M lớn) hoặc là theo TD nghiêng (Tại chỗ có Q lớn). Sự phá hoại theo TD nghiêng thường theo 2 kiểu:

Kiểu 1: Vết nứt nghiêng chia dầm thành 2 phần nối với nhau bằng vùng BT chịu nén ở ngọn khe nứt và bằng cốt dọc, cốt đai, cốt xiên đi ngang qua khe nứt. Hai phần dầm này quay xung quanh vùng nén, vùng nén thu hẹp lại cuối cùng bị phá hủy. Lúc đó cốt thép đạt giới hạn chảy hay bị kéo tuột vì neo lỏng.



Kiểu 2: Khi cốt thép khá nhiều và neo chặt thì sự quay của 2 phần dầm bị cản trở. Dầm bị phá hoại khi miền BT chịu nén bị phá vỡ do tác dụng chung của lực cắt và lực ép. Hai phần dầm có xu hướng trượt lên nhau và tụt xuống so với gối tựa.

Sự phá hoại theo TD nghiêng gắn liền với tác dụng của M và Q mà trong đó vai trò lực cắt Q là đáng kể. Cho nên muốn đảm bảo cho dầm khỏi bị phá hoại trên TD nghiêng thì phải tính toán sao cho TD đủ khả năng chịu được M và Q. Trên thực tế thường người ta tách việc tính toán cường độ trên TD nghiêng chịu lực M và Q riêng ra để tiện tính toán.

5.2 Điều kiện để tính toán tiết diện chịu lực cắt:

Kết quả nghiên cứu cho thấy khi: $Q \leq k_1 \cdot R_k \cdot b \cdot h_0$ (4 - 39)

thì BT đủ chịu lực cắt nên không cần tính toán cường độ trên tiết diện nghiêng (Chỉ cần đặt cốt đai, cốt xiên theo cấu tạo).

Trong đó $k_1=0,6$ đối với dầm, $k_1=0,8$ đối với bản.

Để BT khỏi bị phá vỡ vì ứng suất nén chính và hạn chế bề rộng khe nứt, cấu kiện cần phải thỏa mãn điều kiện: $Q \leq k_0 \cdot R_n \cdot b \cdot h_0$ (4 - 40)

Trong đó $k_0= 0,35$ đối với BT mác ≤ 400 .

$$0,30 \leq 500.$$

$$0,25 \leq 600.$$

Điều kiện (4 - 40) nếu không thỏa mãn phải tăng kích thước tiết diện hoặc tăng mác BT.

Vậy điều kiện để tính toán tiết diện nghiêng chịu lực cắt là:

$$k_1 \cdot R_a \cdot b \cdot h_0 \leq Q \leq k_0 \cdot R_n \cdot b \cdot h_0.$$

Trong đó Q là lực cắt tính toán tại tiết diện đi qua điểm đầu khe nứt nghiêng (Tùy thuộc vị trí đặt tải trên dầm ...)

5.3 Điều kiện cường độ trên tiết diện nghiêng:

a. Sơ đồ ứng lực trên tiết diện nghiêng:

Giả thuyết: Nội lực trong các cốt thép là lực kéo dọc theo trục của nó.

Do ứng suất trong cốt ngang không đều nên lấy bằng giá trị trung bình: $R_{ad} = 0.8R_a$.

b. Điều kiện cường độ:

$$\Sigma Y = 0: Q \leq Q_b + \Sigma R_{ad} \cdot F_d + \Sigma R_{ad} \cdot F_x \cdot \sin \alpha. \quad (4 - 41)$$

$$\Sigma M_D = 0: M \leq R_a F_a \cdot Z_a + \Sigma R_{ad} F_d \cdot Z_d + \Sigma R_{ad} F_x \cdot Z_x. \quad (4 - 42)$$

Trong đó:

Q: Lực cắt tính toán tại TD đi qua điểm đầu khe nứt nghiêng.

M: Mômen tính toán tại TD đi qua điểm cuối khe nứt nghiêng.

R_{ad} : Cường độ tính toán của cốt đai và cốt xiên khi tính cường độ trên TD nghiêng. $R_{ad} = 0,8R_a$.

Z_a, Z_d, Z_x : Cánh tay đòn của các hợp lực các lớp cốt thép dọc, cốt đai, cốt xiên.

F_d, F_x : Diện tích tiết diện 1 lớp cốt đai, 1 lớp cốt xiên.

Z_a, Z_d, Z_x : Cánh tay đòn của các hợp lực các lớp cốt thép dọc, cốt đai, cốt xiên.

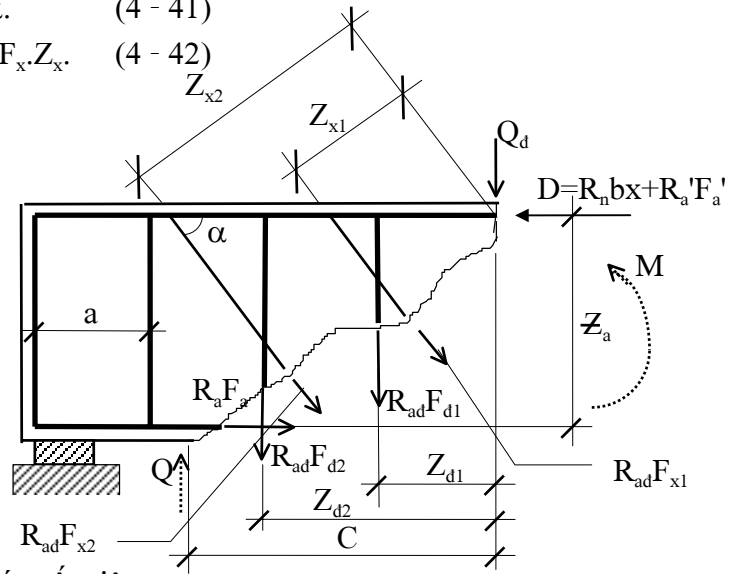
F_d, F_x : Diện tích tiết diện 1 lớp cốt đai, 1 lớp cốt xiên.

Q_b : Khả năng chịu lực cắt của BT vùng nén được xác định theo công thức thực nghiệm:

$$Q_b = \frac{2R_k b \cdot h_0^2}{C} \quad (4 - 43)$$

C: Hình chiếu của TD nghiêng lên phương trục dầm.

Dùng điều kiện cường độ (4 - 41) để tính toán cốt đai và cốt xiên. Điều kiện (4 - 42) sẽ được thỏa mãn bằng một số biện pháp cấu tạo và khi cần thiết có thể dùng để tính toán (M lớn).



5.4 Tính toán cốt đai khi không dùng cốt xiên:

a. Điều kiện cường độ khi không dùng cốt xiên:

Khi không dùng cốt xiên, điều kiện (4-41) trở thành:

$$Q \leq Q_b + \Sigma R_{ad} \cdot F_d \quad (4 - 44)$$

Vì đai tương đối dày và đều trên TD đang xét nên:

$$q_d = \frac{R_{ad} F_d}{u} = \frac{R_{ad} \cdot n \cdot f_d}{u} \quad (4 - 45)$$

Vậy:
$$Q \leq \frac{2R_k b \cdot h_0^2}{C} + q_d \cdot C \quad (4 - 46)$$

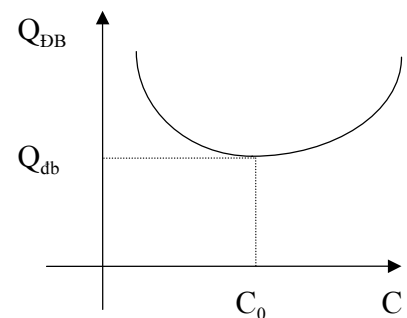
Gọi $Q_{DB} = \frac{2R_k b \cdot h_0^2}{C} + q_d \cdot C$ là khả năng chịu cắt trên TD nghiêng C.

Trong đó u: Khoảng cách giữa các lớp cốt đai.

n: Số nhánh của một lớp cốt đai.

f_d : Diện tích tiết diện 1 nhánh cốt đai.

Vậy $Q \leq Q_{DB}$.



b. Tiết diện nghiêng nguy hiểm nhất:

Ta biết $Q_{DB} = f(c)$, quan hệ giữa Q_{DB} và C có dạng như hình vẽ.

Trị số C_0 tương ứng với Q_{DB} nhỏ nhất (Q_{db}) chứng tỏ C_0 tương ứng với TD nghiêng nguy hiểm nhất.

Để tìm C_0 ta đạo hàm Q_{DB} theo C và cho đạo hàm đó = 0.

$$\frac{dQ_{DB}}{dC} = -\frac{2R_k b h_0^2}{C^2} + q_d = 0$$

$$\text{Rút ra } C_0 = \sqrt{\frac{2R_k b h_0^2}{q_d}} \quad (4 - 47)$$

Thay C_0 vào Q_{DB} ta có được khả năng chịu lực trên TD nghiêng nguy hiểm nhất C_0 là Q_{db} :

$$Q_{db} = \sqrt{8R_k b h_0^2 \cdot q_d} \approx 2,8 h_0 \sqrt{R_k b \cdot q_d} \quad (4 - 48)$$

c. Tính khoảng cách cốt đai:

Việc tính toán cốt đai thực chất là đi xác định n, f_d, u . Chọn trước n, f_d rồi tính toán xác định u . Tức xác định bước cốt đai thỏa mãn các yêu cầu tính toán và cấu tạo.

Xác định u_{tt} theo điều kiện cường độ trên TD nghiêng nguy hiểm nhất:

$$Q \leq Q_{db} = \sqrt{8R_k b h_0^2 \cdot q_d}$$

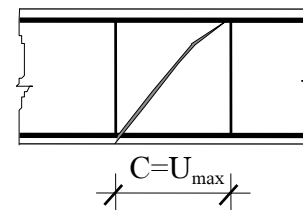
$$\Rightarrow q_d \geq \frac{Q^2}{8R_k b h_0^2}; \quad (4 - 49)$$

Mặt khác theo (4-45): $q_d = \frac{R_{ad} \cdot n \cdot f_d}{u}$

Nên $u \leq R_{ad} \cdot n \cdot f_d \cdot \frac{8R_k b h_0^2}{Q^2} = u_{tt} \quad (4 - 50)$

Xác định u_{max} :

Có thể xảy ra trường hợp phá hoại theo TD nghiêng nằm giữa 2 cốt đai như hình vẽ.

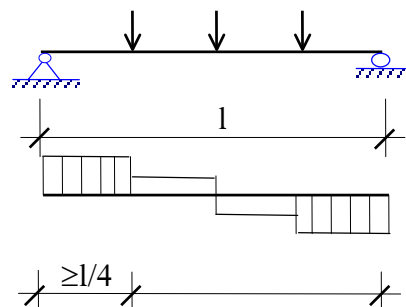
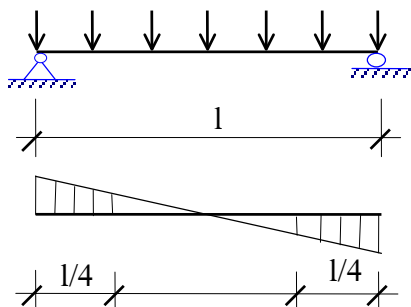


Lúc đó $Q \leq Q_b = \frac{2R_k b \cdot h_0^2}{u} \Rightarrow u \leq \frac{2R_k b \cdot h_0^2}{Q} = u_{max}$.

Để an toàn, qui phạm qui định: $u_{max} = \frac{1.5R_k b \cdot h_0^2}{Q} \quad (4 - 51)$

Khoảng cách cấu tạo của cốt đai u_{ct} : Theo qui phạm u_{ct} đối với dầm

khi $h \leq 45 \text{ cm} \rightarrow u_{ct} \leq \begin{cases} h/2 \\ 15 \text{ cm.} \end{cases}$ | Đối với khu vực có Q lớn.
 $h > 45 \text{ cm} \rightarrow u_{ct} \leq \begin{cases} h/3 \\ 30 \text{ cm.} \end{cases}$



Ngoài khu vực có Q lớn thì không cần phải tính cốt đai nhưng phải hạn chế.

$$\left. \begin{array}{l} u_{ct} \leq 3/4h. \\ \leq 50 \text{ cm.} \end{array} \right| \text{ Với dầm có } h \geq 300$$

Sau khi tính được các khoảng cách cốt đai u_{tt} , u_{max} , u_{ct} thì khoảng cách thiết kế của cốt đai

$$u \leq \left. \begin{array}{l} u_{tt}. \\ u_{max}. \\ u_{ct}. \end{array} \right| (4 - 52)$$

Và lấy u chẵn đến cm để dễ thi công.

* Tóm tắt trình tự tính cốt đai khi không dùng cốt xiên:

- Chọn đai theo kinh nghiệm: $h \leq 800$ chọn $d \geq 6$.
- $h > 800$ chọn $d \geq 8$.

Tức chọn f_d , n.

- Xác định u_{tt} .
- Xác định u_{max} .
- Xác định u_{ct} .

Xác định khoảng cách thiết kế: $u \leq \left| \begin{array}{l} u_{tt}. \\ u_{max}. \\ u_{ct}. \end{array} \right|$

5.5 Tính toán cấu kiện có cốt đai và cốt xiên:

Để tăng khả năng chịu cắt trên TD nghiêng người ta còn đặt thêm cốt xiên (Nhất là trong các cấu kiện dùng khung cốt thép buộc). Cốt xiên thường là những cốt dọc uốn lên với góc nghiêng α . Thường $\alpha = 45^\circ$ khi dầm có $h \leq 800$.

$$\alpha = 60^\circ \text{ khi dầm có } h > 800.$$

$$\alpha = 30^\circ \text{ khi dầm có } h \text{ thấp và bản.}$$

Cốt xiên có nhiệm vụ chịu phần lực cắt vượt quá khả năng của đai và BT.

* Điều kiện cường độ trên tiết diện nghiêng C bất kỳ: $Q \leq Q_{db} + \Sigma R_{ad} \cdot F_x \cdot \sin \alpha$. (4 - 53)

* Điều kiện cường độ trên tiết diện nguy hiểm nhất C_0 : $Q \leq Q_{db} + \Sigma R_{ad} \cdot F_x \cdot \sin \alpha$.

* Tính cốt xiên:

Mục đích xác định cốt đai và cốt xiên để cùng BT chịu lực cắt trên tiết diện nghiêng nhưng ta chỉ có một phương trình mà chứa rất nhiều ẩn vì vậy phải loại bớt ẩn bằng cách chọn trước đai (Tức biết n, f_d , u thỏa các yêu cầu cấu tạo) để tính cốt xiên (F_x).

- Tính $q_d = \frac{R_{aa} \cdot n \cdot f_d}{u}$.

- Tính $C_0 = \sqrt{\frac{2R_k \cdot bh_0^2}{q_d}}$ (Giống như chỉ có cốt đai).

- Tính $Q_{db} = \sqrt{8R_k \cdot bh_0^2 \cdot q_d}$

- Tính diện tích các lớp cốt xiên F_{xi} .

Từ các phương trình cân bằng lực cắt trên C và C_0 ta có:

Trên tiết diện nghiêng C bất kỳ $\Sigma F_x = \frac{Q_i - Q_{DB}}{R_{aa} \sin \alpha}$

Trên tiết diện nghiêng C_0 $\Sigma F_x = \frac{Q_i - Q_{ab}}{R_{aa} \sin \alpha}$

Xét một số trường hợp cụ thể của C_0 và C .

- C_0 cắt qua một lớp cốt xiên, điều kiện cường độ:

$$Q \leq Q_{db} + R_{ad} \cdot F_{x1} \cdot \sin \alpha \Rightarrow F_{x1} = \frac{Q_i - Q_{ab}}{R_{aa} \sin \alpha}$$

- C_0 cắt qua 2 lớp cốt xiên, điều kiện cường độ:

$$Q \leq Q_{db} + R_{ad} \cdot (F_{x1} + F_{x2}) \cdot \sin \alpha \Rightarrow F_{x1} + F_{x2} = \frac{Q_i - Q_{ab}}{R_{aa} \sin \alpha}$$

C_0 cắt qua nhiều lớp cốt xiên ta cũng tính tương tự.

- Ngoài ra TD nghiêng C_1 chỉ cắt 1 lớp cốt xiên nhưng rất gần tiết diện nguy hiểm C_0 nên cũng phải xét, điều kiện cường độ:

$$Q \leq Q_{DB}^{C1} + R_{ad} \cdot F_{x1} \cdot \sin \alpha \Rightarrow F_{x1} = \frac{Q_i - Q_{DB}^{C1}}{R_{aa} \sin \alpha}$$

- Mặt khác có thể xuất hiện TD nghiêng $C_2 = C_0$ chỉ cắt qua F_{x2} :

$$\Rightarrow F_{x1} = \frac{Q_2 - Q_{ab}}{R_{aa} \sin \alpha}$$

Tuy vậy qui phạm cho phép tính toán một cách đơn giản và an toàn hơn bằng cách chỉ xem C_0 chỉ cắt qua 1 lớp cốt xiên. Khi đó điều kiện cường độ sẽ là:

$$Q_1 \leq Q_{db} + R_{ad} \cdot F_{x1} \cdot \sin \alpha.$$

$$Q_2 \leq Q_{db} + R_{ad} \cdot F_{x2} \cdot \sin \alpha.$$

....

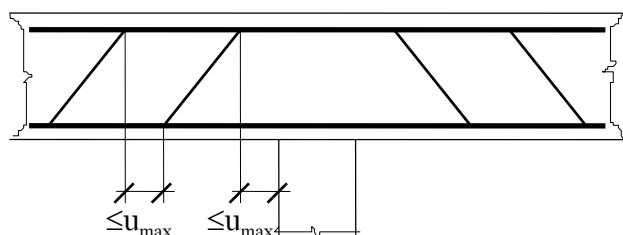
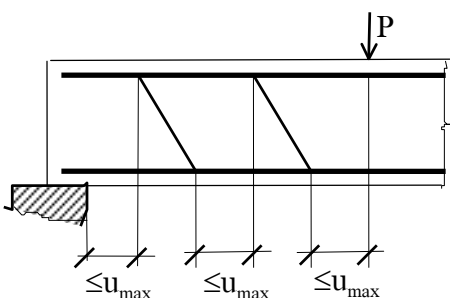
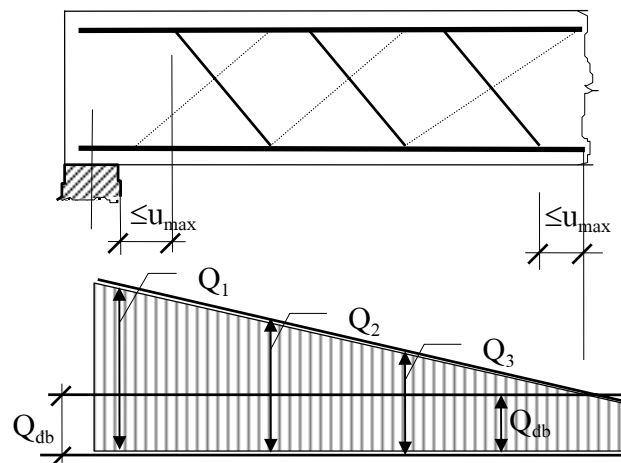
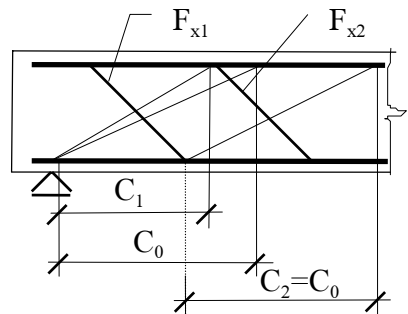
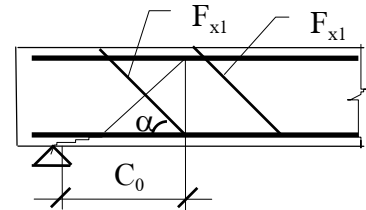
Trong đó Q_1, Q_2, \dots

tương ứng tại đầu từng mặt cắt C_0 , ta tính được:

$$F_{xi} = \frac{Q_i - Q_{ab}}{R_{aa} \sin \alpha} \quad (4 - 54)$$

Yêu cầu bố trí cốt xiên:

Trên đoạn dầm có $Q > Q_{db}$ phải bố trí cốt xiên.



5.6 Những yêu cầu cấu tạo để đảm bảo cường độ trên tiết diện nghiêng chịu mô men :

Điều kiện cường độ (4 - 42) có thể thỏa mãn bằng một số yêu cầu cấu tạo. Sau đây ta xét các yêu cầu cấu tạo để đảm bảo điều kiện tđng chịu mômen đó.

a. Neo cốt dọc chịu kéo tại các gối tựa tự do:

Cốt thép chịu kéo được neo tốt thì mới phát huy được khả năng chịu lực, nếu neo kém thì cốt thép dễ bị tuột khi chưa đạt được cường độ giới hạn và dầm sẽ bị phá hoại theo tđng đi qua mép gối do mômen.

Khi $Q \leq k_1 \cdot R_k \cdot b \cdot h_0$.

Đoạn neo $l_a \geq 5d$ thường là $l_a \geq 10d$.

Nếu lưới hàn có cốt đơn thì trên đoạn l_a ít nhất phải có 1 cốt ngang neo cách nút cốt dọc 1 đoạn C: $C \leq 15$ khi $d \leq 10$.

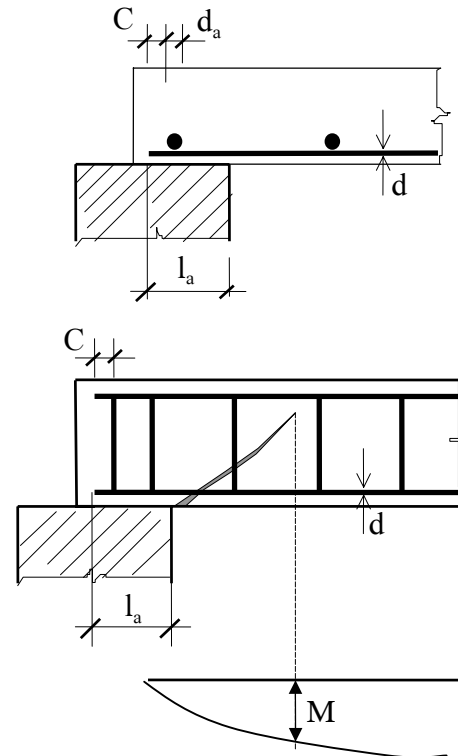
$C \leq 1,5d$ khi $d > 10$.

Khi $Q > k_1 \cdot R_k \cdot b \cdot h_0$.

Đoạn neo $l_a \geq 1,5d$.

$l_a \geq 10d$ khi $M_{bt} \geq 200$ và thép có gờ.

Nếu khung hay lưới cốt hàn với cốt dọc chịu lực tròn trơn thì trên đoạn l_a phải có ít nhất hai thanh neo với C và d_a quy định như trên.



b. Uốn cốt dọc chịu kéo:

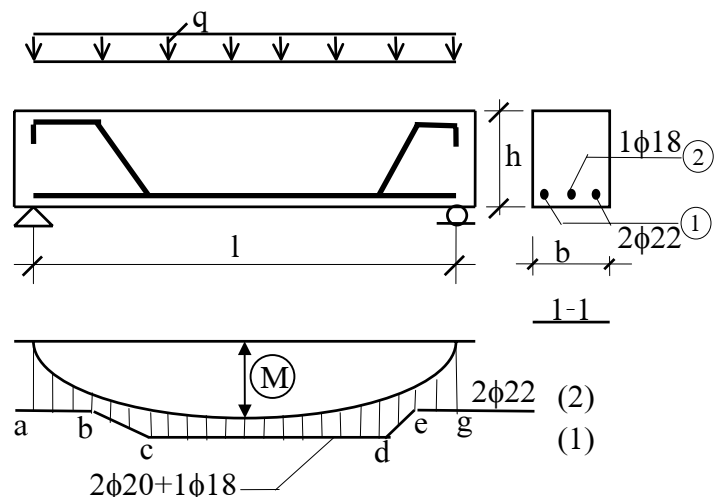
1. Biểu đồ bao vật liệu: (BĐBVL).

Biểu đồ bao vật liệu của dầm là đường biểu diễn khả năng chịu lực của dầm đó. BĐBVL của dầm BT cốt thép (đặt cốt đơn) được xây dựng bằng cách:

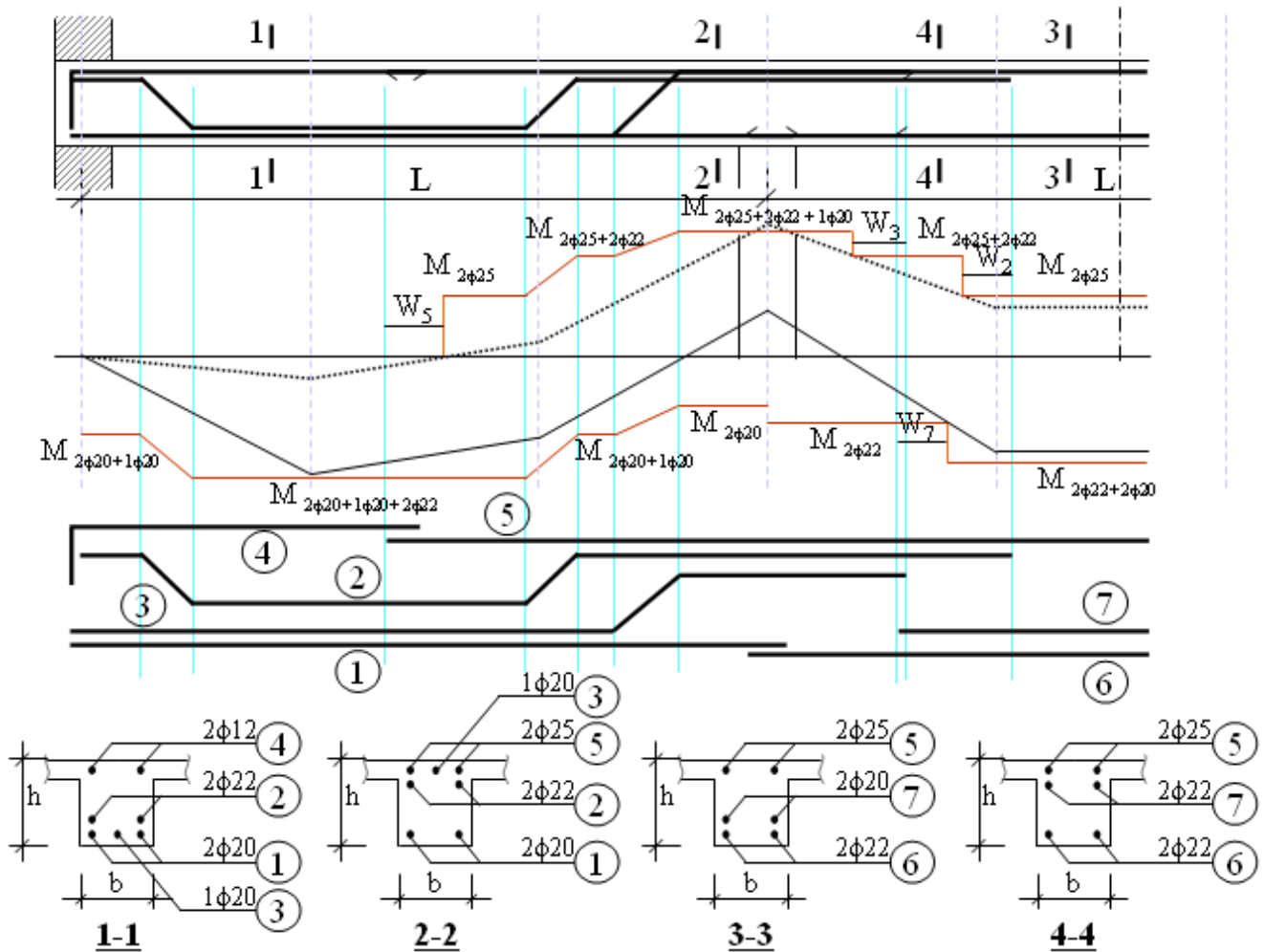
Dầm đã biết b, h, $F_a \rightarrow$ Tính $\alpha = \frac{R_a F_a}{R_n b h_0^2} \rightarrow A \rightarrow$ Tính $M_{VL} = A \cdot R_n \cdot b \cdot h_0^2 \rightarrow$ Vẽ M_{VL} trên trục

cùng tỉ lệ với biểu đồ bao Mômen (BĐBM). BĐBVL phải bao ngoài BĐBM.

Giả sử có dầm như hình vẽ. Biểu đồ bao M lớn nhất tại giữa nhịp. Với M_{max} tính được $F_a = 2\phi 22 + 1\phi 18 \rightarrow$ vẽ đường biểu diễn khả năng chịu lực của dầm có $2\phi 22 + 1\phi 18$ như trên (đường 1). Nhưng tại gần 2 đầu dầm M giảm nhưng Q lớn nên ta dự định uốn $1\phi 18$ lên thành cốt xiên. Sau khi uốn cốt thép chịu kéo chỉ còn $2\phi 22$, ta lại vẽ đường biểu diễn M_{VL} chỉ với $2\phi 22$ (đường 2).



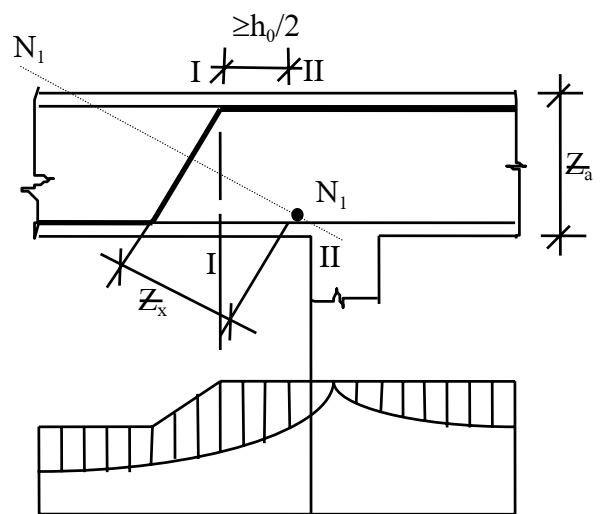
Đường (1) và (2) được nối với nhau bằng đoạn xiên tương ứng với vị trí các điểm uốn của cốt xiên. Đường gấp khúc bao ngoài BDBM là BDBVL.



2. Uốn cốt dọc:

Khoảng cách từ khởi điểm của cốt xiên trong vùng kéo (Tiết diện I-I) đến TD mà tại đó cốt dọc được tận dụng hết khả năng chịu lực (Tiết diện II-II) phải $\geq (h_0/2)$. Nếu điều kiện này không đảm bảo thì điều kiện cường độ trên TD nghiêng chịu M sẽ không được đảm bảo.

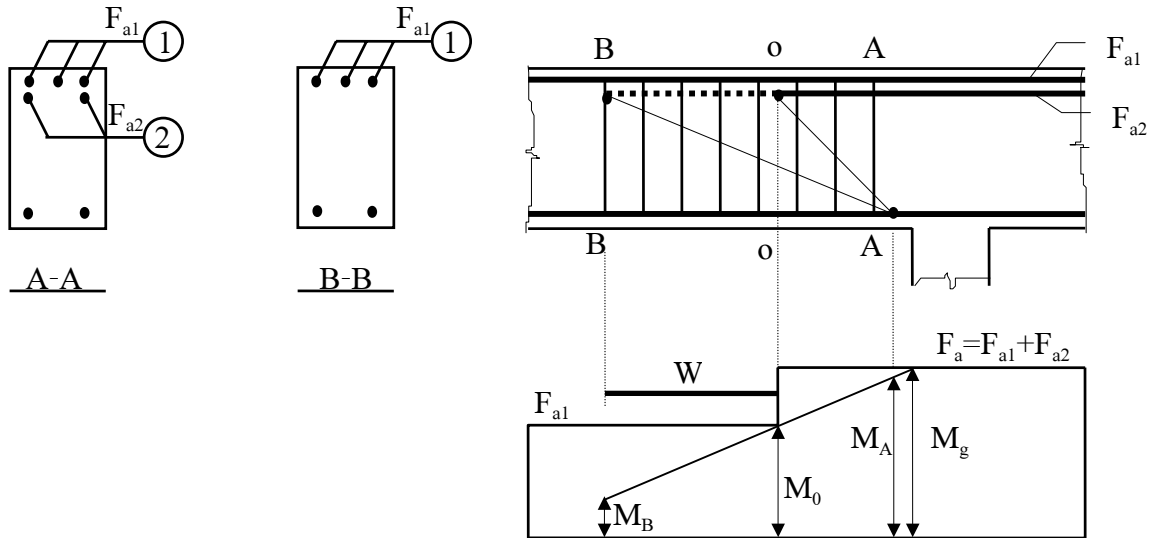
Thực vậy, để đảm bảo cường độ trên trục N_1-N , thì cánh tay đòn Z_x phải không nhỏ hơn cánh tay đòn Z_a . Điều này xảy ra khi khoảng cách từ (I-I) đến (II-II) $\geq h_0/2$.



c. Cắt cốt dọc chịu kéo:

Để tiết kiệm thép, người ta thường cắt bớt một số cốt thép chịu kéo ở ngoài phạm vi gối tựa (của dầm liên tục) mà theo tính toán thì không cần thiết nữa (do M giảm nhiều).

Giả sử ta có dầm BT cốt thép liên tục như hình vẽ. Tại gối diện tích cốt thép chịu kéo yêu cầu là $F_a = F_{a1} + F_{a2}$. Nhưng khi ra xa gối M giảm đi nhiều, tại tiết diện o-o theo tính toán ta có thể cắt bỏ cốt thép F_{a2} , TD o-o gọi là mặt cắt lý thuyết.



Nhưng nếu cắt ngay tại đó thì khả năng chịu uốn trên TD nghiêng (Chẳng hạn oA) sẽ không được đảm bảo, vì thực tế M tác dụng lên tđng đó là $M_A > M_0$ nhưng cốt chịu kéo vẫn là $F_{a1} = F_a - F_{a2}$ và có thêm một số ít cốt đai chịu mô men uốn mà thôi. Số cốt đai mà tđng oA cắt qua không đủ để chịu phần mômen $M_A - M_0$. Để không bị phá hoại trên TD nghiêng do mô men ta phải kéo cốt thép F_{a2} ra ngoài mặt cắt lý thuyết o-o một đoạn W nữa (đến điểm B). Xét TD nghiêng AB thì tuy $M_0 < M_A$ nhưng lượng cốt đai đi qua mặt cắt nghiêng AB đủ lớn để chịu được phần mômen $M_A - M_0$ đó.

Người ta đã chứng minh được rằng:

$$W = \frac{0,8 \cdot Q}{2 \cdot q_d} + 5d \text{ và } W \geq 20d;$$

Trong đó Q: Lực cắt tại điểm cắt lý thuyết, lấy bằng độ dốc của biểu đồ mômen.

d: Đường kính cốt dọc bị cắt.

$$q_d = \frac{R_{ad} \cdot n \cdot f_d}{u}$$

5d: Đoạn cần thiết để cốt dọc bắt đầu chịu lực.

Khi trong vùng cắt thép có cốt xiên thì:

$$W = \frac{0,8 \cdot Q - Q_x}{2 \cdot q_d} + 5d \text{ và } W \geq 20d;$$

Trong đó $Q_x = \Sigma R_{ad} \cdot F_x \cdot \sin \alpha$ với ΣF_x diện tích những lớp cốt xiên trong vùng cắt thép. Để đơn giản và an toàn ΣF_x là diện tích lớp cốt xiên cắt qua TD cắt lý thuyết, là diện tích lớp cốt xiên nằm phía trước mặt cắt lý thuyết.

Thí dụ: Xem sách.

SÀN PHẪNG.

1. GIỚI THIỆU CHUNG:

Sàn BTCT được sử dụng khá rộng rãi trong xây dựng và dưới nhiều dạng khác nhau: sàn nhà dân dụng, công nghiệp, các dạng mái bằng, mái nghiêng, bản cầu thang, các dạng móng, đáy bể, tường chắn..

Sàn BTCT có ưu điểm là khả năng chịu lực lớn, đa năng, thiết kế và thi công đơn giản.

1.1 Phân loại:

a. Theo PP thi công:

Có sàn toàn khối, sàn lắp ghép và sàn nửa lắp ghép.

b. Theo sơ đồ kết cấu:

Có sàn sườn và sàn không sườn (sàn nầm).

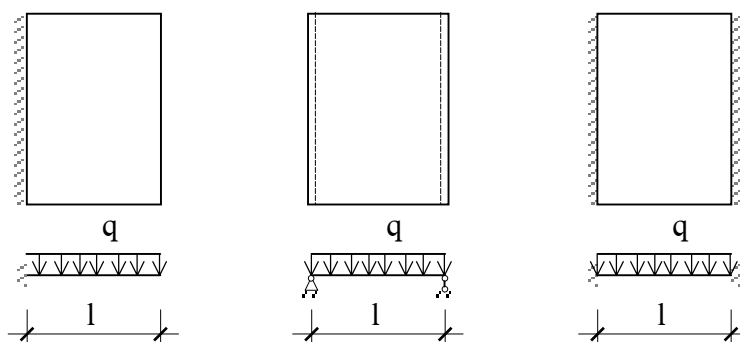
Dạng sàn sườn được sử dụng phổ biến, nó còn được phân thành nhiều loại (kết hợp với PP thi công và tính chất làm việc của bản sàn):

- Sàn sườn toàn khối có bản loại dầm (bản sàn làm việc 1 phương).
- Sàn sườn toàn khối có bản kê 4 cạnh (bản sàn làm việc 2 phương).
- Sàn sườn ô cò.
- Sàn sườn pa nen lắp ghép.

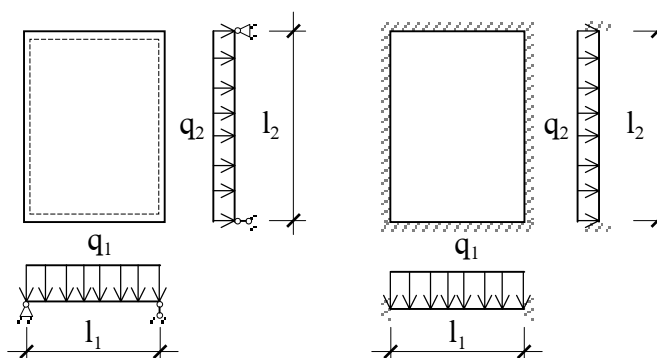
1.2 Phân biệt bản loại dầm và bản kê 4 cạnh:

Tính chất làm việc của bản chủ yếu phụ thuộc vào liên kết và kích thước các cạnh của bản. Xét một số dạng cơ bản sau:

- Khi bản chỉ có liên kết ở 1 cạnh hoặc 2 cạnh đối diện, tải trọng tác dụng lên bản chỉ được truyền theo phương có liên kết, hay bản chỉ làm việc theo 1 phương. Ta gọi là bản loại dầm.



- Khi bản có liên kết ở cả 4 cạnh (hoặc ở 2, 3 cạnh không chỉ đối diện), tải trọng được truyền vào liên kết theo cả 2 phương. Ta gọi loại này là bản kê 4 cạnh (làm việc 2 phương).



Với bản làm việc 1 phương ta dễ dàng xác định được nội lực trong bản (như tính nội lực dầm), nhưng với bản kê 4 cạnh thì không đơn giản:

- Xét bản kê tự do ở 4 cạnh chịu tải trọng phân bố đều;

Gọi tải trọng truyền theo phương cạnh bé l_1 là q_1 ,

tải trọng truyền theo phương cạnh lớn l_2 là q_2 .

Ta có: $q = q_1 + q_2$. (5 - 1)

Cắt 2 dải bản có bề rộng bằng đơn vị tại chính giữa bản theo 2 phương.

Độ võng tại điểm giữa của mỗi dải:

+ Theo phương l_1 : $f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_1 \cdot l_1^4}{E \cdot J}$;

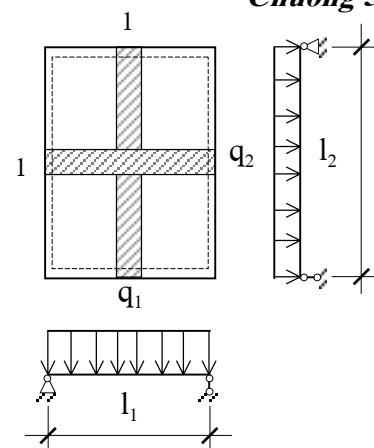
+ Theo phương l_2 : $f_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_2 \cdot l_2^4}{E \cdot J}$;

Điểm giữa của 2 dải bản đang xét trùng nhau, tức

$$f_1 = f_2 \Rightarrow q_1 \cdot l_1^4 = q_2 \cdot l_2^4 \quad (5 - 2)$$

Từ (5 - 1) và (5 - 2): $q_1 = \frac{l_2^4}{l_1^4 + l_2^4} \cdot q$ và $q_2 = \frac{l_1^4}{l_1^4 + l_2^4} \cdot q$; (5 - 3)

$$q_1 = \frac{l_2^4}{l_1^4} \cdot q_2; \quad (5 - 4)$$



Khi $l_2 > l_1$ thì $q_1 > q_2$. Nếu tỷ số $\frac{l_2}{l_1} > 3$ thì $\frac{q_1}{q_2} > 81$, như vậy phần lớn tải trọng tác dụng trên bản được truyền theo phương cạnh ngắn l_1 , và có thể bỏ qua phần tải truyền theo phương cạnh dài l_2 (tức xem bản như loại dầm).

1.3 Khái niệm về khớp dẻo-Sự phân bố lại nội lực do xuất hiện khớp dẻo:

a Khái niệm khớp dẻo:

Xét 1 dầm chịu uốn cho đến khi bị phá hoại. Giả sử dầm được cấu tạo thép sao cho khi bị phá hoại có:

- Ứng suất trong cốt thép chịu kéo đạt giới hạn chảy;
- Ứng suất trong BT vùng nén đạt giới hạn chịu nén và có biến dạng dẻo lớn;

Lúc này tại TD đang xét có biến dạng tăng nhưng nội lực không tăng và có giá trị là giới hạn chịu uốn M_{gh} .

Ta nói rằng tại TD đã xuất hiện 1 khớp dẻo (khớp dẻo khác với khớp bình thường là tại khớp dẻo có 1 mô men không đổi gọi là mô men khớp dẻo $M_{kd} = M_{gh}$).

Với kết cấu tĩnh định, sự xuất hiện khớp dẻo đồng thời với kết cấu bị phá hoại.

Với kết cấu siêu tĩnh xuất hiện khớp dẻo làm giảm 1 bậc siêu tĩnh của hệ. Sự phá hoại của kết cấu khi số khớp dẻo đủ để hệ bị biến hình.

- **Trạng thái khi xuất hiện khớp dẻo cuối cùng trước khi kết cấu bị phá hoại gọi là trạng thái cân bằng giới hạn.**

- **Phương pháp tính theo sơ đồ dẻo (xét đến sự hình thành các khớp dẻo cho đến khi hệ sắp bị phá hoại) gọi là tính theo trạng thái cân bằng giới hạn.**

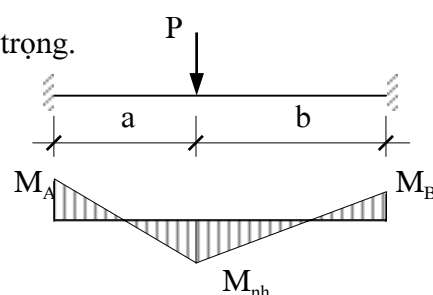
b Sự phân bố lại nội lực:

Khi xuất hiện khớp dẻo, trong dầm có sự phân bố lại nội lực. Xét dầm chịu tải có sơ đồ như sau:

- Nếu tính theo sơ đồ đàn hồi, tỷ số $\frac{M_A}{M_{nh}}$, $\frac{M_B}{M_{nh}}$ là không đổi với 1 dạng tải trọng.

Khi P tăng đến P_1 giả sử tại gối A xuất hiện khớp dẻo trước. Lúc này nếu P tăng thì mô men tại gối A không tăng, còn tại các TD vẫn tăng.

Khi P tăng đến P_2 giả sử tại gối B xuất hiện khớp dẻo. Nếu P tăng thì mô men tại các gối A và B không tăng, còn tại các TD vẫn tăng.



Khi P tăng đến P_3 giữa nhịp hình thành khớp dẻo, kết cấu bị phá hoại: đây là TT cân bằng giới hạn.

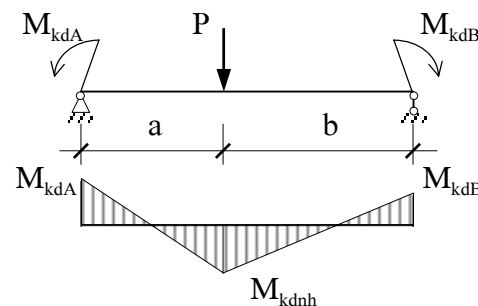
Như vậy khi hình thành khớp dẻo, trong kết cấu có sự phân bố lại nội lực, đây là yếu tố có lợi tránh sự phá hoại cục bộ.

Khi tại các gối hình thành khớp dẻo, từ sơ đồ trên có thể thay ngầm bằng các liên kết khớp và một mô men khớp dẻo.

Gọi M_0 là mô men của dầm đơn giản tương ứng với P_3 , ta có:

$$M_0 = M_{kd-nh} + \frac{b}{l} \cdot M_{kdA} + \frac{a}{l} \cdot M_{kdB}$$

Kết hợp với quan hệ $M_0 = M(P_3)$ xác định được tải trọng ở TT cân bằng giới hạn.



c Điều kiện để tính theo sơ đồ dẻo:

Để hình thành khớp dẻo, vật liệu và hệ phải có các tính chất sau:

- Cốt thép có thêm chảy rõ rệt (dùng thép dẻo, dây thép kéo nguội, không dùng thép dập nguội..)
- Tránh sự phá hoại do BT vùng nén bị hỏng do ép vỡ hoặc cắt đứt (chiều cao vùng nén không quá lớn $\alpha \leq \alpha_d$; BT mác $\leq 300 \alpha_d = 0.31$; BT mác $\geq 400 \alpha_d = 0.295$; \Rightarrow lấy $\alpha_d = 0.30$).
- Để hạn chế bề rộng khe nứt tại TD có khớp dẻo đầu tiên: $M_{kd} \geq 0,7M_{dh}$.

2. SÀN SƯỜN TOÀN KHỐI CÓ BẢN LOẠI DẦM:

2.1 Sơ đồ kết cấu:

Sàn có thể có dầm chính đặt theo phương dọc hoặc theo phương ngang (tùy thuộc sự bố trí chung của công trình, yêu cầu thông gió, chiếu sáng..).

Các bộ phận chính của sàn:

1. Bản,
2. Dầm phụ,
3. Dầm chính,
4. Cột,
5. Tường.

Sàn gồm bản sàn và hệ dầm (sườn) đúc liền khối: bản kê lên dầm phụ, dầm phụ gối lên dầm chính, dầm chính gối lên cột và tường, Khoảng cách dầm phụ $l_1 = (1-4)m$, thường $l_1 = (1,7-2,8)m$.

Khoảng cách dầm chính $l_2 = (4-10)m$, thường $l_2 = (5-8)m$.

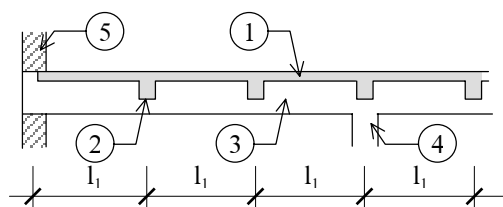
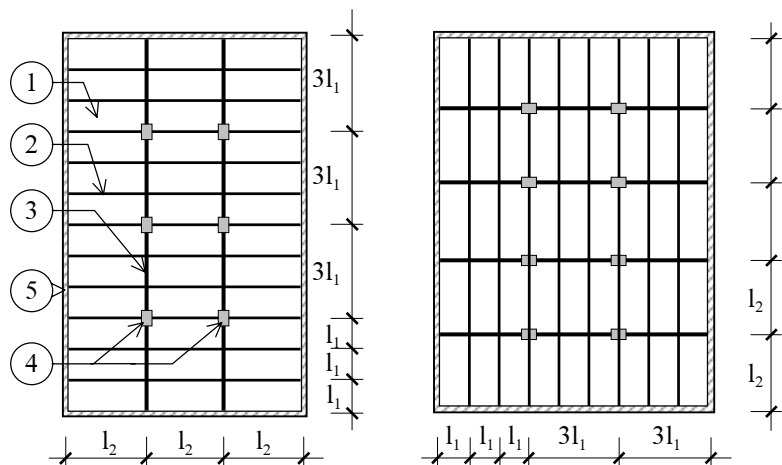
Chiều dày bản $h_b = \left(\frac{1}{35} - \frac{1}{25} \right) l_1$. (trong mọi trường hợp $h_b \geq 6cm$)

- $\geq 5cm$ với sàn mái;
- $\geq 6cm$ với sàn nhà dân dụng;
- $\geq 7cm$ với sàn nhà CN;

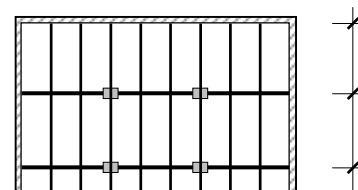
Chiều cao dầm phụ $h_{dp} = \left(\frac{1}{20} - \frac{1}{12} \right) \text{nhịp}$; Chiều cao dầm chính $h_{dc} = \left(\frac{1}{12} - \frac{1}{8} \right) \text{nhịp}$;

Bề rộng dầm $b_d = (0,3 - 0,5)h_d$;

- Nếu chu vi sàn được kê lên tường gạch, đoạn kê:
- $\geq (12cm \text{ và } h_b)$ với bản;
 - $\geq 22cm$ với dầm phụ;
 - $\geq 34cm$ với dầm chính;



2.2 Tính nội lực sàn:



a Tính bản theo sơ đồ dẽo:

- **Sơ đồ tính:** Cắt dải bản rộng = đơn vị (1m) theo phương cạnh ngắn, bỏ qua ảnh hưởng qua lại giữa các dải; Xem các dải bản làm việc độc lập như dầm liên tục tựa lên dầm phụ và tường.

- **Tải trọng:**

Tĩnh tải g (trọng lượng bản thân bản BTCT và các lớp cấu tạo..)

Hoạt tải p (tải trọng sử dụng trên sàn) phân bố đều trên mặt sàn được quy về phân bố đều trên dải bản.

- **Nhịp tính toán:**

Nhịp giữa lấy bằng khoảng cách giữa 2 mép dầm phụ

$$l = l_1 - b_{dp};$$

Nhịp biên lấy bằng khoảng cách từ mép dầm phụ đến cách

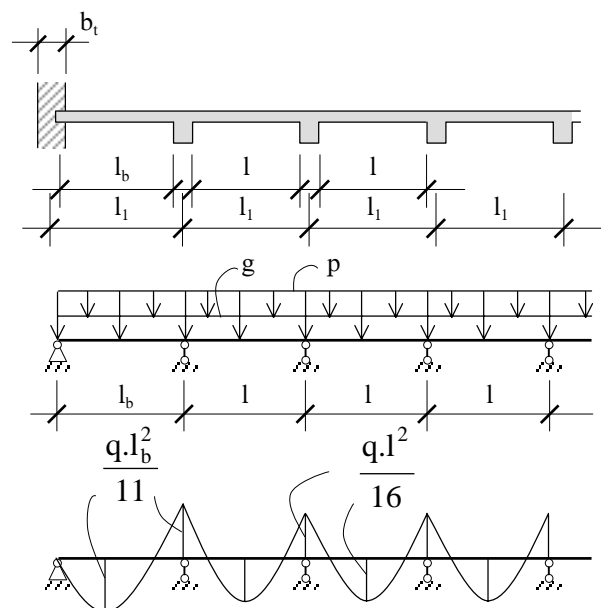
$$\text{mép tường nửa lần chiều dày bản } l_b = l_1 - \frac{b_{dp}}{2} - \frac{b_t}{2} + \frac{h_b}{2};$$

- **Nội lực:** Theo sơ đồ dẽo ta có:

$$\text{Nhịp biên và gối thứ 2: } M = \pm \frac{q \cdot l_b^2}{11}; \quad (5 - 5)$$

$$\text{Nhịp giữa và gối giữa: } M = \pm \frac{q \cdot l^2}{16}; \quad (5 - 6)$$

Trong đó $q = g + p$;



b Tính dầm phụ theo sơ đồ dẽo:

- **Sơ đồ tính:** như dầm liên tục gối lên dầm chính và tường.

- **Tải trọng:** phân bố đều gồm

Tĩnh tải: $g_d = g \cdot l_1 + g_0$ (bản truyền vào và trọng lượng bản thân phần sườn dầm phụ).

$$\text{Hoạt tải } p_d = p \cdot l_1.$$

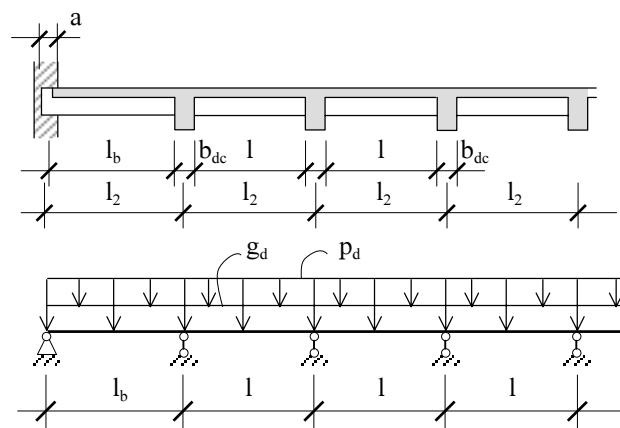
- **Nhịp tính toán:**

Nhịp giữa lấy bằng khoảng cách giữa 2 mép dầm chính

$$l = l_2 - b_{dc};$$

Nhịp biên lấy bằng khoảng cách từ mép dầm chính đến tâm

$$\text{gối tường } l_b = l_2 - \frac{b_{dc}}{2} - \frac{b_t}{2} + \frac{a}{2};$$



- **Nội lực:** Có thể dùng PP tổ hợp tải trọng (với các dầm bất kỳ) hoặc dùng các công thức và bảng lập sẵn (dầm đều nhịp chịu tải trong các nhịp giống nhau) để vẽ BDB mô men, lực cắt.

$$\text{Tung độ nhánh dương BDB mô men: } M = \beta_1 \cdot q \cdot l^2; \quad (5 - 7)$$

$$\text{Tung độ nhánh âm BDB mô men: } M = \beta_2 \cdot q \cdot l^2; \quad (5 - 8)$$

Các giá trị β_1, β_2 tra bảng.

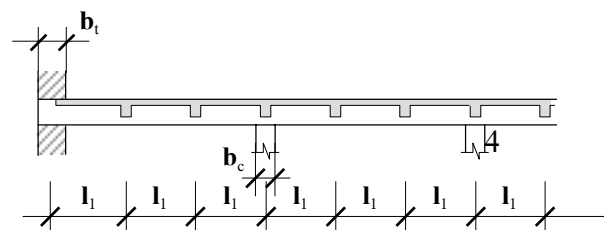
$$\text{Lực cắt xác định như sau: Tại gối A } Q_A = 0,4 \cdot q \cdot l; \quad (5 - 9)$$

$$\text{Tại mép trái gối B } Q_B^{tr} = 0,6 \cdot q \cdot l; \quad (5 - 10)$$

$$\text{Tại mép phải gối B và các gối giữa } Q_B^{ph} = Q_C^{tr} = Q_C^{ph} = \dots = 0,5 \cdot q \cdot l; \quad (5 - 11)$$

Trong đó $q = g + p$; l là nhịp tính toán.

c Tính dầm chính theo sơ đồ đàn hồi:



- **Sơ đồ tính:** như dầm liên tục gối tựa là cột và tường. (là kết cấu chịu lực chính, để hạn chế biến dạng của hệ, tính theo sơ đồ dàn hồi)

- **Tải trọng:** gồm tải trọng dầm phụ truyền vào là tập trung, và trọng lượng bản thân phần sườn dầm chính cũng được quy về thành tập trung.

Tĩnh tải: $G = g_d \cdot l_2 + G_0$.

Hoạt tải $P = p_d \cdot l_2$.

- **Nhịp tính toán:** lấy bằng khoảng cách trọng tâm các gối l;

- **Nội lực:** Nội lực dầm chính được xác định theo trình tự sau:

+ Xác định và vẽ BĐ nội lực do tĩnh tải G được: M_G, Q_G và do các trường hợp bất lợi của hoạt tải: $M_{P1}, Q_{P1}, M_{P2}, Q_{P2}, \dots$

+ Cộng BĐ nội lực do tĩnh tải M_G, Q_G với từng trường hợp hoạt tải: M_{Pi}, Q_{Pi} được: M_i, Q_i .

+ Tại mỗi TD chọn trong các BĐ tổng cộng một giá trị dương lớn nhất và một giá trị âm có trị tuyệt đối lớn nhất để vẽ BDB nội lực (có thể xác định BDB nội lực bằng cách vẽ các BĐ tổng cộng lên cùng một trục và cùng tỉ lệ, hình bao sẽ là các đoạn ngoài cùng).

Cần chú ý đến tính đối xứng và có những nhận xét về ảnh hưởng của các trường hợp hoạt tải để bỏ qua các trường hợp không cần thiết, giảm khối lượng tính toán.

Với dầm đều nhịp chịu tải trong các nhịp giống nhau có thể dùng các công thức và bảng lập sẵn để vẽ BDB nội lực:

$$\text{Tung độ nhánh dương BDB mô men: } M = (\alpha_0 \cdot G + \alpha_1 \cdot P) \cdot l ; \quad (5 - 12)$$

$$\text{Tung độ nhánh âm BDB mô men: } M = (\alpha_0 \cdot G - \alpha_2 \cdot P) \cdot l ; \quad (5 - 13)$$

$$\text{Tung độ nhánh dương BDB lực cắt: } Q = \beta_0 \cdot G + \beta_1 \cdot P ; \quad (5 - 14)$$

$$\text{Tung độ nhánh âm BDB lực cắt: } Q = \beta_0 \cdot G - \beta_2 \cdot P ; \quad (5 - 15)$$

Các giá trị $\alpha_0, \alpha_1, \alpha_2, \beta_0, \beta_1, \beta_2$ tra bảng.

2.3 Tính cốt thép:

a **Tính cốt thép bản:**

Tính như cấu kiện chịu uốn TD chữ nhật đặt cốt đơn có: $b = 1m; h = h_b$;

TD giữa nhịp biên và nhịp giữa với mô men dương lớn nhất. TD gối thứ 2 và gối giữa với mô men âm.

Đối với các ô bản mà cả 4 cạnh đều đúc liền khối với sườn được phép giảm 20% lượng thép tính toán (do xét ảnh hưởng của hiệu ứng vòm trong bản).

Vì trong bản không cấu tạo cốt ngang nên phải kiểm tra khả năng chịu cắt của BT vùng nén:

$$Q \leq 0,8 \cdot R_k \cdot b \cdot h_0;$$

b **Tính cốt thép dầm:**

Tính như cấu kiện chịu uốn TD chữ T, cánh là phần bản ở phía trên (hoặc phía dưới nếu sườn nổi), bề rộng cánh lấy theo qui định TD chữ T.

TD giữa nhịp tính với mô men dương, cánh nằm trong vùng nén: tính TD chữ nhật.

TD ở gối tính với mô men âm, cánh nằm trong vùng kéo: tính TD chữ nhật. Cốt thép bố trí tại gối được tính với mô men mép gối: $M_{mg} = M_g - 0,5 \cdot b_c \cdot i$ (b_c là bề rộng cột, i là độ dốc của BDB mô men).

Tính nội lực dầm phụ theo sơ đồ dể nên khi tính cốt dọc ĐKch là: $\alpha \leq \alpha_d = 0.3$; Hay điều kiện để đặt cốt

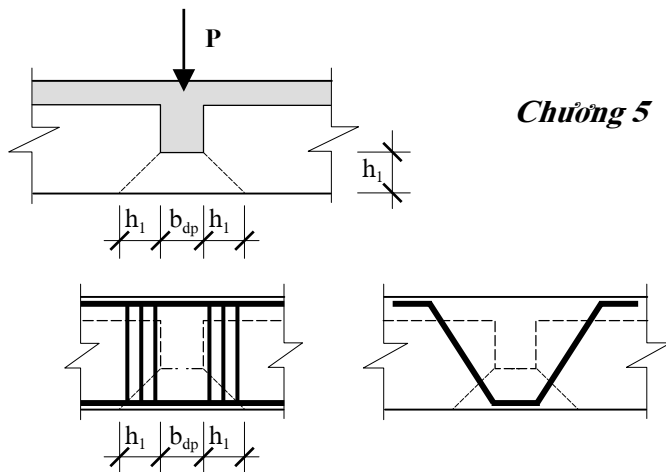
$$\text{đơn là } h_0 \geq \frac{1}{\sqrt{A_d}} \sqrt{\frac{M}{R_n \cdot b}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{M}{R_n \cdot b}} ;$$

Tính cốt ngang chịu cắt: Đối với dầm chính thường lực cắt lớn nên phải bố trí cốt xiên.

Tính cốt treo: Tại vị trí dầm phụ gối lên dầm chính cần bố trí cốt treo trong dầm chính để tránh phá hoại cục bộ do tải trọng tập trung. Cốt treo có thể là cốt đai đặt dày hơn hoặc là các thanh thép uốn chữ V.

Diện tích cốt treo cần thiết: $F_{tr} = \frac{P}{R_a}$;

Và được bố trí 2 bên dầm phụ trên đoạn: $s = 2 \cdot h_1 + b_{dp}$;



Bố trí cốt thép sàn:

c Bố trí cốt thép bản:

Cốt thép trong bản tốt nhất là dùng lưới hàn:

- Khi đường kính không lớn có thể dùng các lưới liên tục, ở nhịp biên và gối thứ 2 cần nhiều thép hơn có thể bổ sung các lưới phụ hoặc buộc thêm các thanh rời.
- Khi đường kính lớn ($d \geq 6$) nên dùng các lưới thép riêng, ở gối đặt phía trên, ở nhịp đặt phía dưới.

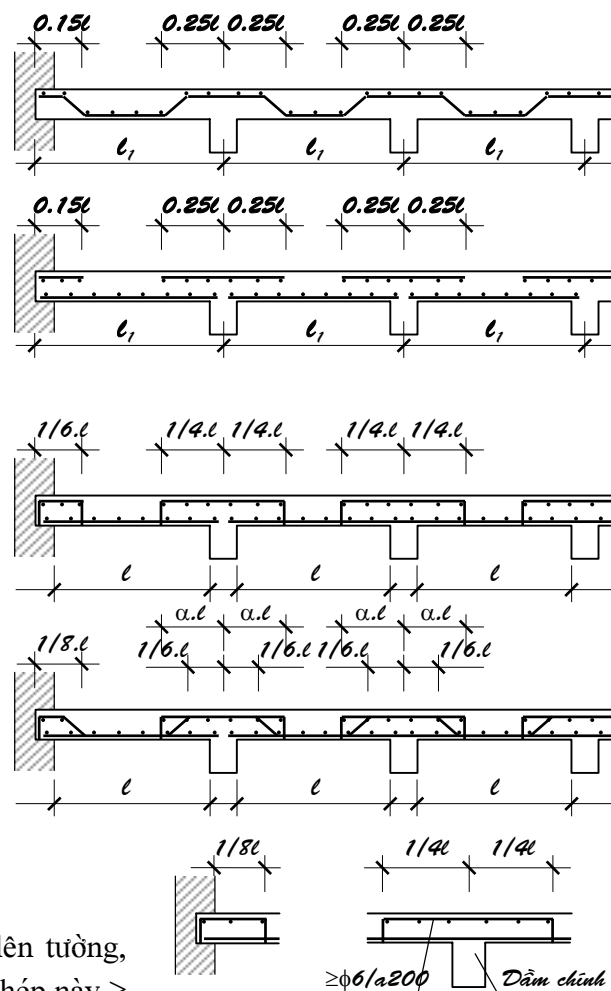
Nếu dùng lưới buộc từ các thanh rời:

- Khi $h_b \leq 8cm$ có thể dùng các thanh thép đặt ở mép dưới kéo dài qua các nhịp (tại nhịp biên lượng thép lớn hơn có thể dùng lưới thép riêng), tại gối đặt cốt mũ.
- Khi $h_b > 8cm$ nên uốn bớt thép (khoảng 1/3 đến 2/3 lượng thép, còn lại không ít hơn 3 thanh/1m dài) ở nhịp lên gối.
 $p/g \leq 3: \alpha = 1/4$
 $p/g > 3: \alpha = 1/3$

Cốt phân bố bố trí vuông góc với cốt chịu lực để tạo thành lưới. Với lưới thép giữa nhịp, lượng cốt thép phân bố phải

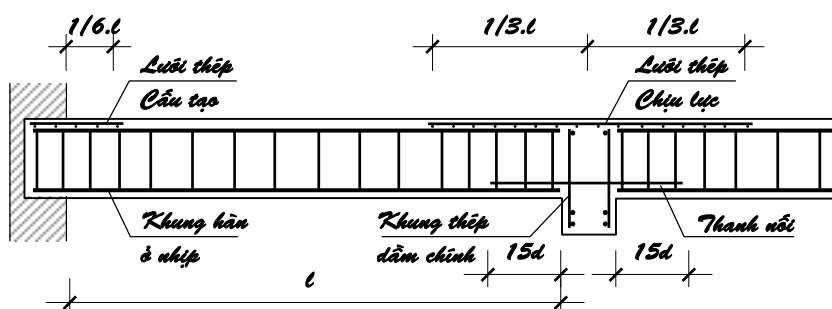
- $\geq 10\%$ lượng thép chịu lực lớn nhất khi $l_2/l_1 \geq 3$;
- $\geq 20\%$ lượng thép chịu lực lớn nhất khi $l_2/l_1 < 3$;

Cốt thép mũ cấu tạo: tại vị trí bản gối lên dầm chính, gối lên tường, được bố trí vuông góc với gối theo suốt chiều dài gối. Lượng thép này $\geq 1/3$ lượng thép chịu lực và $\geq 5\phi 6/1m$ dài, được kéo dài qua mép gối $\geq 1/4$ nhịp bản.



d Bố trí cốt thép dầm:

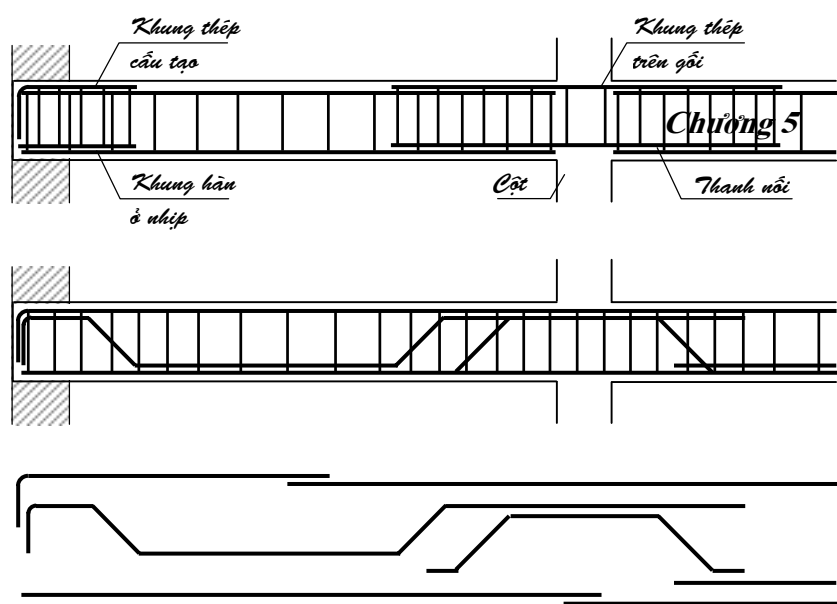
- Cốt thép dầm tốt nhất là dùng khung hàn:
- + Giữa nhịp dùng các khung phẳng được kéo dài đến mép gối.
- + Trên gối dầm phụ có thể đặt các lưới thép để chịu mô men âm (do vướng khung thép chịu lực ở nhịp của dầm chính), còn với dầm chính để chịu mô men âm có thể bố trí các khung hàn (xuyên qua các khung thép của cột).



Nếu dùng khung buộc:

+ Giữa nhịp bố trí cốt dọc chịu mô men dương ở mép dưới, vào gôn gối có thể uốn 1 phần thép lên để chịu mô men âm, thép còn lại kéo vào gối ≥ 2 thanh.

+ Trên gối, ngoài các thanh uốn từ nhịp lên, phải đặt thêm một số thanh đủ theo yêu cầu, ra xa gối tiến hành cắt bớt cốt thép theo BDB mô men.



3. SÀN SƯỜN TOÀN KHỐI CÓ BẢN KÊ 4 CẠNH:

3.1 Sơ đồ kết cấu:

Sàn gồm bản sàn và hệ sườn đúc liền khối,

Tỉ lệ các cạnh của ô bản $\frac{l_2}{l_1} \leq 2$ (thường lấy 1-1.5),

kích thước các cạnh $l_1, l_2 = 4 - 6m$.

Chiều dày bản $h_b \geq \frac{1}{50} l_1$;

Xét một ô bản kê 4 cạnh chịu tải trọng phân bố đều tăng dần, biến dạng của bản:

+ Mặt dưới của bản: Xuất hiện các vết nứt theo phương đường phân giác các góc, còn ở giữa bản có các vết nứt theo phương cạnh dài.

+ Mặt trên: Nếu các cạnh là ngàm cứng thì có các vết nứt chạy vòng theo chu vi, nếu kê tự do thì các góc bản sẽ bị vênh lên.

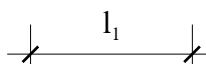
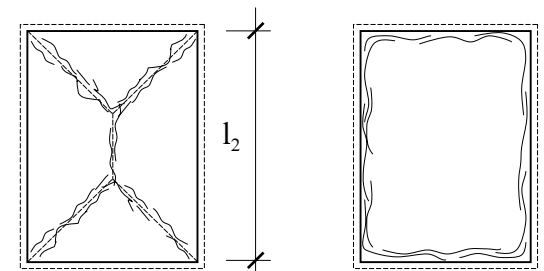
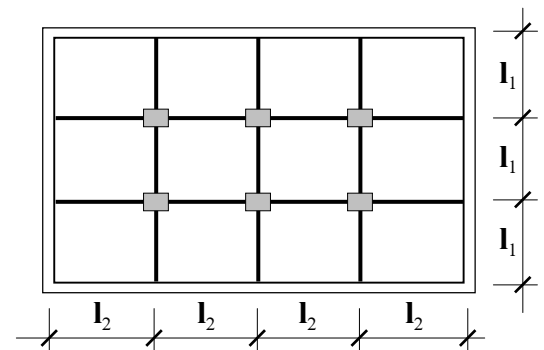
3.2 Bố trí thép bản:

Bố trí các lưới thép, cốt thép có thể song song với các cạnh hoặc theo phương xiên (chéo vuông góc với các vết nứt), hiệu quả chịu lực như nhau, tuy nhiên với lưới có cốt thép song song với các cạnh thì công đơn giản hơn.

Nên dùng các lưới hàn:

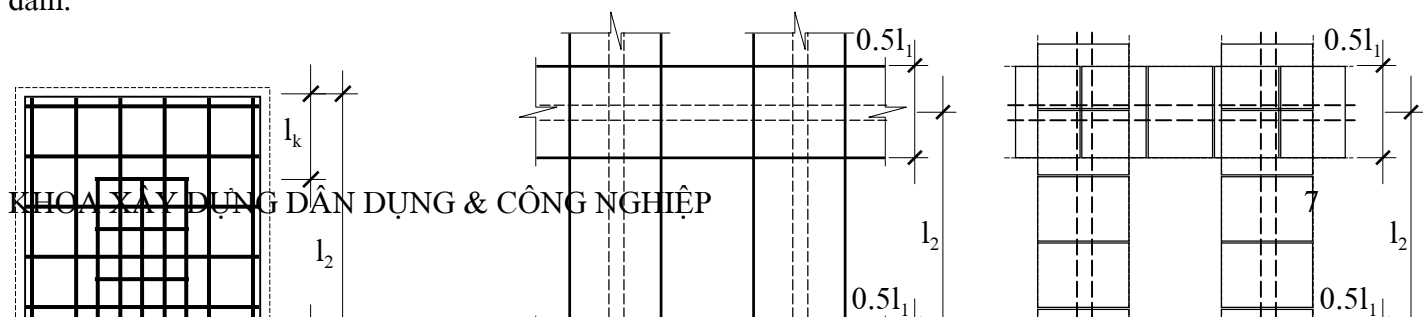
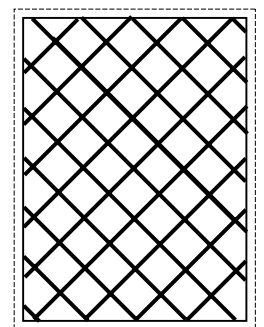
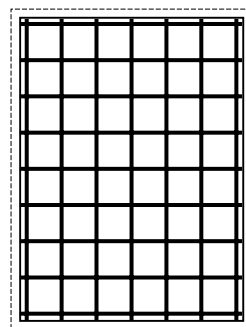
+ Giữa nhịp sử dụng các lưới có cốt chịu lực theo 2 phương. Có 2 cách bố trí thép này: Đặt thép đều (dùng 1 lưới thép) và đặt thép không đều (dùng 1 lưới chính cho toàn ô bản và 1 lưới phụ đặt giữa ô bản).

+ Trên gối: dùng lưới thép có cốt chịu lực theo phương vuông góc với các sườn, bề rộng của lưới lấy bằng $0.5l_1$. (có thể dùng lưới hẹp với cốt ngang chịu lực, nếu lưới rộng có cốt dọc chịu lực được trải vuông góc với dầm).



Mặt dưới

Mặt trên



Nếu dùng lưới buộc: + Giữa nhịp đặt theo tính toán, vào gần gối (dày biên l_k) có thể giảm.
+ Trên gối: có thể uốn 1/2 -> 2/3 lượng thép ở nhịp lên, và đặt thêm cốt mũ xen kẽ đủ yêu cầu.

3.3 Tính bản kê 4 cạnh theo sơ đồ dẻo:

Sơ đồ tính:

Theo kết quả quan sát sự làm việc của kê 4 cạnh, khi ở trạng thái CBGH theo các khe nứt sẽ hình thành khớp dẻo, chia bản thành các miếng cứng (như vậy có thể xem bản như gồm các miếng cứng nối với nhau bởi các khớp dẻo).

- Mô men khớp dẻo: $M_{kd} = R_a \cdot F_a \cdot Z$;

M_{kd} là mô men khớp dẻo trên 1 đơn vị dài,

F_a diện tích cốt thép trên 1 đơn vị dài,

Z là cánh tay đòn nội lực ($Z \approx 0.9h_0$).

Nếu cạnh kê tự do thì mô men trên cạnh đó = 0.

Tính bản theo PP động lực học dựa trên nguyên lý cân bằng công khả dĩ của nội và ngoại lực:

$$W_q = W_M \quad (5 - 16)$$

Công khả dĩ của ngoại lực:

$$W_q = \int_F y \cdot q \cdot dF = q \cdot \int_F y \cdot dF = q \cdot V \quad (5 - 17)$$

Với V là thể tích của hình khối tạo bởi mặt phẳng bản ban đầu và

các miếng cứng ở trạng thái CBGH, $V = f \cdot l_1 \cdot \frac{3 \cdot l_2 - l_1}{6}$;

Công khả dĩ của nội lực: $W_M = \sum \varphi_i \cdot M_i \cdot l_i$; (5 - 18)

Theo cấu tạo ta có 2 cách bố trí thép ở nhịp, do đó mô men khớp dẻo cũng khác nhau:

Khi bố trí thép đều:

$W_M = \sum \varphi_i \cdot M_i \cdot l_i = (2\varphi \cdot M_1 + \varphi \cdot M_1 + \varphi \cdot M_1') \cdot l_2 + (2\varphi \cdot M_2 + \varphi \cdot M_{II} + \varphi \cdot M_{II}') \cdot l_1$;

Vì φ khá bé nên: $\varphi \approx \text{tg}\varphi = \frac{2f}{l_1} \Rightarrow W_M = \frac{2f}{l_1} \cdot [(2M_1 + M_1 + M_1') \cdot l_2 + (2M_2 + M_{II} + M_{II}') \cdot l_1]$;

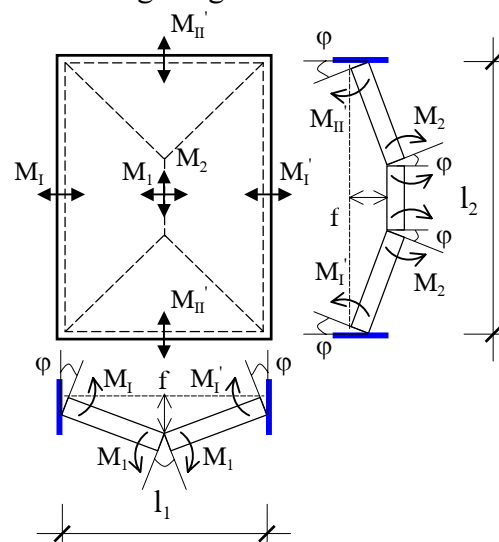
$$\text{Từ (5 - 16)} \Rightarrow q \cdot l_1^2 \cdot \frac{3 \cdot l_2 - l_1}{12} = (2M_1 + M_1 + M_1') \cdot l_2 + (2M_2 + M_{II} + M_{II}') \cdot l_1; \quad (5 - 19)$$

Khi bố trí thép không đều: cốt thép chịu mô men dương giữa nhịp gấp đôi dày biên nên:

$W_M = 2\varphi \cdot M_1 \cdot (l_2 - 2l_k) + 2\varphi \cdot \frac{M_1}{2} \cdot 2 \cdot l_k + (M_1 + M_1') \cdot \varphi \cdot l_2 + 2\varphi \cdot M_2 \cdot (l_1 - 2l_k) + 2\varphi \cdot \frac{M_2}{2} \cdot 2 \cdot l_k + (M_{II} + M_{II}') \cdot \varphi \cdot l_1$;

$$\text{Từ (5 - 16)} \Rightarrow q \cdot l_1^2 \cdot \frac{3 \cdot l_2 - l_1}{12} = (2M_1 + M_1 + M_1') \cdot l_2 + (2M_2 + M_{II} + M_{II}') \cdot l_1 - 2 \cdot (M_1 + M_2) \cdot l_k; \quad (5 - 20)$$

Trong các phương trình (5 - 19) & (5 - 20) có chứa 6 mô men cần tìm, có thể lấy M_1 làm ẩn số, còn các mô



men còn lại được biểu diễn qua M_1 với các hệ số được chọn theo điều kiện để hình thành khớp dẻo:

$\alpha = \frac{l_2}{l_1}$	$a_2 = \frac{M_2}{M_1}$	$a_I = \frac{M_I}{M_1}; a'_I = \frac{M'_I}{M_1}$	$a_{II} = \frac{M_{II}}{M_1}; a'_{II} = \frac{M'_{II}}{M_1}$
1,0 - 1,5	1,0 - 0,3	2,5 - 1,5	2,5 - 0,8
1,5 - 2,0	0,5 - 0,15	2,0 - 1,0	1,3 - 0,3

3.4 Tên vai cấu tạo dầm:

Tải trọng từ bản truyền vào dầm như sau:

- Theo phương cạnh ngắn dạng tam giác, giá trị lớn nhất là $q.l_1$;
- Theo phương cạnh dài dạng hình thang, giá trị lớn nhất là $q.l_1$;
- Trọng lượng bản thân dầm là g ;

Có thể tính nội lực theo sơ đồ dàn hồi hoặc dể:

Theo sơ đồ dể:

+ Mô men ở nhịp biên và gối thứ 2:

$$M = \pm (0,7.M_0 + \frac{g.l^2}{11}); \quad (5 - 21)$$

+ Mô men ở nhịp giữa và gối giữa:

$$M = \pm (0,5.M_0 + \frac{g.l^2}{16}); \quad (5 - 21)$$

M_0 là mô men lớn nhất trong dầm đơn giản tương ứng.

Với tải trọng phân bố tam giác: $M_0 = \frac{q.l_1.l^2}{12}$;

Với tải trọng phân bố hình thang: $M_0 = \frac{q.l_1.l^2}{24} \cdot (3 - 4.\beta^2)$;

Trong đó: $\beta = \frac{l_1}{2.l_2}$;

+ Lực cắt trong dầm:

Tại gối thứ nhất: $Q_A = Q_0 - \frac{M_B}{l}$; Tại bên trái gối thứ 2: $Q_B^{tr} = Q_0 + \frac{M_B}{l}$;

Tại các gối giữa: $Q_B^{ph} = Q_C^{tr} = Q_C^{ph} = .. = Q_0$;

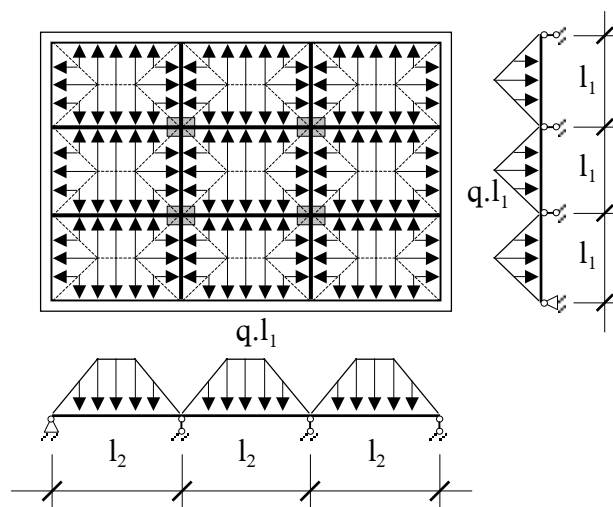
Trong đó Q_0 là lực cắt của dầm đơn giản, M_B là mô men tại gối B (thứ 2);

Theo sơ đồ dàn hồi:

Tính như dầm dàn hồi với các PP của CKC. Có thể qui đổi tải trọng thành phân bố đều để đơn giản tính toán:

Với dạng tam giác: $q_{td} = 5/8.q_d$;

Với dạng hình thang: $q_{td} = (1 - 2.\beta^2 + \beta^3)q_d$;

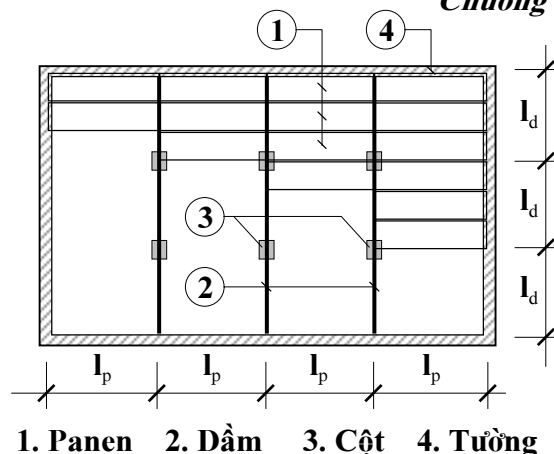


4. SÀN SƯỜN PANEN LẮP GHÉP:

4.1 Sơ đồ kết cấu:

Sàn gồm:

- Pa nen kê lên dầm hoặc tường;
- Khoảng cách giữa các dầm (nhịp của panen) $l_p = (2,8 \rightarrow 6,8)m$;
- Nhịp dầm $l_d = (4 \rightarrow 7,2)m$;



4.2 Cấu tạo panen:

a Panen đặc:

Có thể 1 lớp hoặc nhiều lớp (gồm 1 lớp BTCT chịu lực và lớp cách âm, nhiệt).

Chiều dày $h = 80 \rightarrow 150$.

Ưu điểm: Dễ sản xuất, nhanh, liên kết đơn giản, chiều dày sàn thấp.

Nhược điểm: Tốn VL, cách âm kém.

b Panen có lỗ:

Có thể 1 hoặc nhiều lỗ, mặt cắt các lỗ có thể hình thang, chữ nhật, tròn, bầu dục..

Chiều cao tùy thuộc chiều dài (nhịp).

Chiều dài (nhịp) = $(2,5 \rightarrow 4,5)m$.

Bề rộng = $(45 \rightarrow 60)cm$ loại 1 lỗ; $(90 \rightarrow 120)cm$ loại nhiều lỗ;

Bề dày cánh = $(2 \rightarrow 3)cm$ tùy thuộc vùng nén hay kéo.

Bề dày sườn = $(2,5 \rightarrow 5)cm$.

Ưu điểm: Tạo được trần và sàn phẳng. Cách âm, cách nhiệt tốt, ít tốn VL.

Nhược điểm: Khó chế tạo.

c Panen sườn:

Gồm bản và sườn. Thường có 2 sườn dọc và các sườn ngang cách nhau $(1,5 \rightarrow 2,5)m$.

Sườn ngang có kích thước bé hơn sườn dọc, sườn có thể phía trên hoặc phía dưới (*sườn phía dưới bản nằm trong vùng nén sẽ hợp lý về mặt chịu lực, sườn phía trên sẽ có được trần phẳng..*)

Chiều dày cánh 50 \rightarrow 60 khi sườn phía dưới;

30 \rightarrow 35 khi sườn phía trên;

4.3 Tính toán panen:

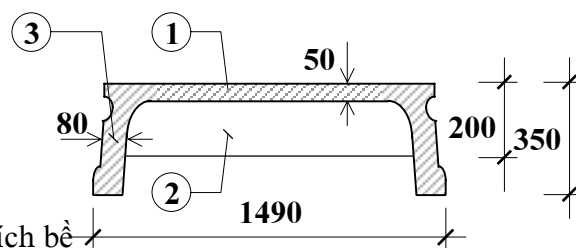
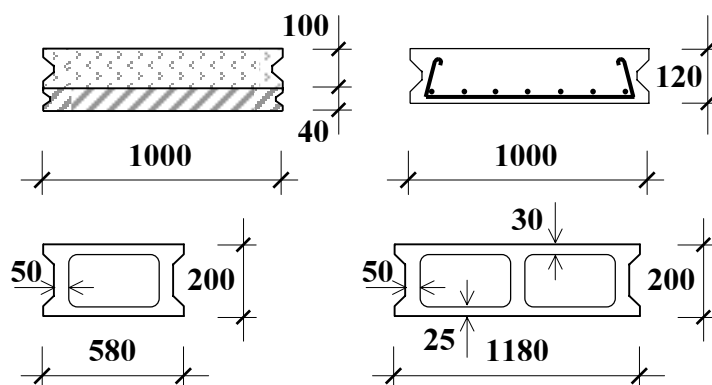
a Tính uốn tổng thể:

Sơ đồ tính: Coi panen như 1 dầm đơn giản kê tự do lên dầm.

Nhịp tính toán: Lấy bằng khoảng cách trọng tâm các gối.

Tải trọng: Gồm tĩnh tải và hoạt tải phân bố của sàn trên diện tích bề mặt panen đang xét (*đưa về thành tải trọng phân bố trên dầm bằng tải trọng sàn nhân bề rộng panen*).

Tiết diện tính toán: Để tính khả năng chịu uốn của panen, qui đổi TD panen về các dạng đơn giản như chữ I, chữ T.



Tính toán cốt thép:

- Cốt dọc chịu mô men bố trí trong vùng kéo.
- Cốt đai chịu cắt bố trí trong sườn (với panen đặc tính theo khả năng chịu cắt của BT).

b Tính uốn cục bộ:

(với panen sườn hoặc panen có lỗ)

Tính bản chịu uốn: Xem bản liên kết dàn hồi với sườn, tính như bản kê 4 cạnh hoặc loại dầm.

Tính sườn ngang: Như dầm đơn giản kê tự do lên các sườn dọc.

Khi thiết kế panen, có thể chọn chiều cao panen theo công thức sau:

$$h = \frac{c \cdot l_0 \cdot R_a}{E_a} \cdot \frac{g^c \cdot \theta + p^c}{q^c};$$

- Trong đó:
- g^c là tải trọng tiêu chuẩn tác dụng dài hạn (trên 1m² sàn).
 - p^c là tải trọng tiêu chuẩn tác dụng ngắn hạn. Tải trọng toàn phần $q^c = g^c + p^c$;
 - θ là hệ số xét đến sự giảm độ cứng do tải trọng dài hạn; ($\theta = 2$ với panen có lỗ, $\theta = 1,5$ với panen sườn có cánh trong vùng nén).
 - c là hệ số thực nghiệm $c = 18 \rightarrow 20$ với panen có lỗ, $c = 30 \rightarrow 34$ với panen sườn. (với thép AII trở lại chọn c lớn, với thép mác cao chọn c bé)

c Kiểm tra độ võng:

Tính như cấu kiện chịu uốn (sẽ được xét đến trong phần tính theo TTGH thứ 2).

Tính với TD qui đổi thành dạng chữ T, chữ I tương đương, qui đổi theo qui tắc sau: Các lỗ tròn đổi thành lỗ vuông lỗ bầu dọc đổi thành lỗ chữ nhật. Giữ nguyên vị trí trọng tâm, diện tích và mô men quán tính của TD.

4.4 Cấu tạo cốt thép của panen:

Dùng khung và lưới hàn:

- Cốt thép chịu lực theo tính uốn tổng thể là các khung phẳng bố trí trong sườn.
- Trong bản (cánh) đặt các lưới thép.

Khi chiều dày lớn đặt 2 lớp, chiều dày bé đặt 1 lớp ở giữa.

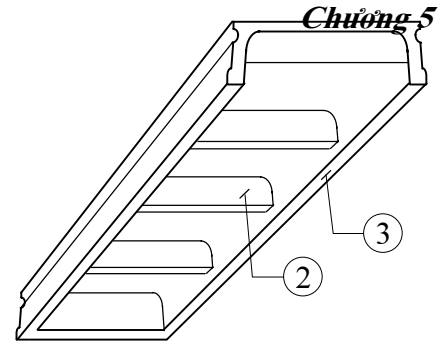
4.5 Cấu tạo và tính toán dầm:

Tùy yêu cầu chịu lực, cách gác panen mà chọn TD dầm: chữ nhật, chữ T cánh ở dưới hay ở trên,..

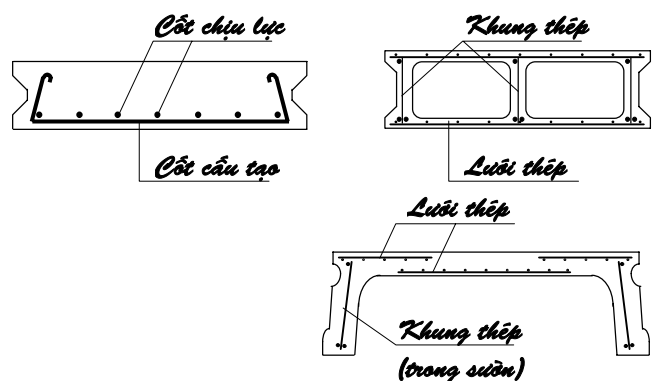
Tải trọng gồm tải từ panen truyền xuống (với panen đặc, panen hộp là tải phân bố, panen sườn là tải trọng tập trung tại vị trí các sườn dọc), trọng lượng bản thân dầm.

Cấu tạo và tính toán cốt thép như dầm của sàn toàn khối.

Với dầm lắp ghép cần kiểm tra khả năng chịu lực khi vận chuyển, cấu lắp.



1. Bản 2. Sườn ngang 2. Sườn dọc

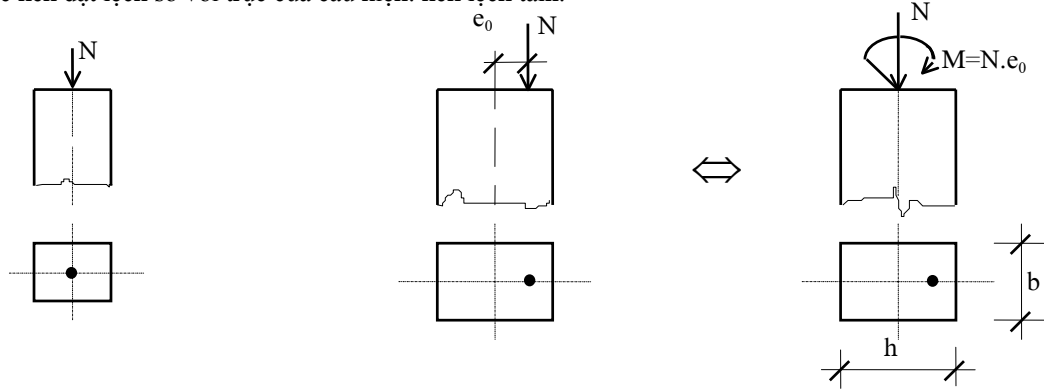


CẤU KIỆN CHỊU NÉN.

1. CẤU TẠO:

Cấu kiện chịu nén thường gặp trong cột của khung nhà, trong thân vòm, thanh dàn, v.v.. Lực nén N tác dụng theo phương trục dọc của cấu kiện.

- Khi lực nén trùng với trọng tâm TD ngang cấu kiện: nén trung tâm.
- Khi lực nén đặt lệch so với trục của cấu kiện: nén lệch tâm.



1.1. Tiết diện ngang :

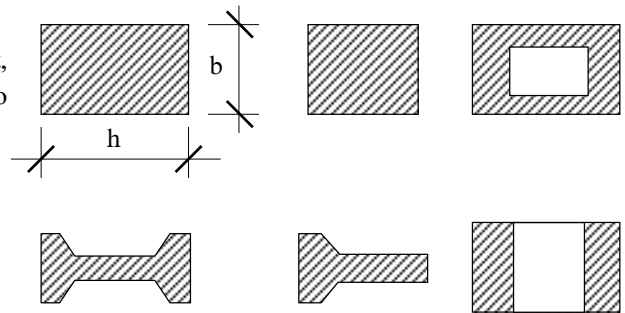
Đối với cấu kiện chịu nén trung tâm thường dùng tiết diện vuông, chữ nhật, tròn, hay đa giác đều..

Cấu kiện chịu nén lệch tâm thường dùng tiết diện chữ nhật, chữ T, chữ I, cột rỗng hai nhánh, vành khuyên... (Chiều cao TD là cạnh // mặt phẳng uốn).

Tỉ số h/b = 1.5 - 3;

Diện tích TD có thể chọn sơ bộ: $F_b = \frac{k \cdot N}{R_n}$

- Trong đó:
- N: lực dọc tính toán.
 - k=0,9÷1,1 khi nén trung tâm.
 - k=1,2÷1,5 khi nén lệch tâm.



Khi chọn kích thước TD nên chú ý đến điều kiện ổn định của cấu kiện. Độ ổn định được đặc trưng qua độ mảnh λ :

Với TD bất kỳ: $\lambda = \frac{l_0}{r} \leq \lambda_0$

Với TD chữ nhật: $\lambda = \frac{l_0}{b} \leq \lambda_{0b}$ (b là cạnh bé của TD)

λ_0, λ_{0b} : độ mảnh giới hạn.

Đối với cột nhà $\lambda_0 = 120, \lambda_{0b} = 31$

Đối với cấu kiện khác $\lambda_0 = 200, \lambda_{0b} = 52$

Trong đó: l_0 là chiều dài tính toán của cấu kiện tùy thuộc vào điều kiện liên kết hai đầu cấu kiện ...

1.2. Cấu tạo cốt thép :

Cốt thép dọc chịu lực có $\phi 12 \div 40$. Khi b > 200 thì nên dùng $\phi \geq 16$.

Hàm lượng cốt thép trên tiết diện của cấu kiện nén trung tâm:

$$\mu_{\min} \leq \mu_t = \frac{F_a}{F} 100\% \leq 3\% ;$$

Cấu kiện chịu nén lệch tâm: $F_a \neq F_a'$ và $F_a = F_a'$ (Đối xứng).

$$\mu = \frac{F_a}{F_b} 100\% ; \quad \mu' = \frac{F'_a}{F_b} 100\% ;$$

$$\mu_{\min} \leq \mu + \mu' \leq 3,5\%$$

Thường $\mu_t = \mu + \mu' = 0,5\% \div 1,5\%$.

μ_{\min} đối với cấu kiện chịu nén lệch tâm:

$$\begin{aligned} \mu_{\min} &= 0,05 \text{ khi độ mảnh } \lambda \leq 17 \text{ hoặc } \lambda_h \leq 5. \\ &= 0,1 \quad 17 < \lambda \leq 35 \text{ hoặc } \lambda_h \leq 10. \\ &= 0,2 \quad 35 < \lambda \leq 83 \text{ hoặc } \lambda_h \leq 24. \\ &= 0,25 \quad \lambda > 83. \end{aligned}$$

Đối với cấu kiện chịu nén trung tâm thì tính λ theo cạnh bé và μ_{\min} lấy giá trị gấp đôi giá trị trên.

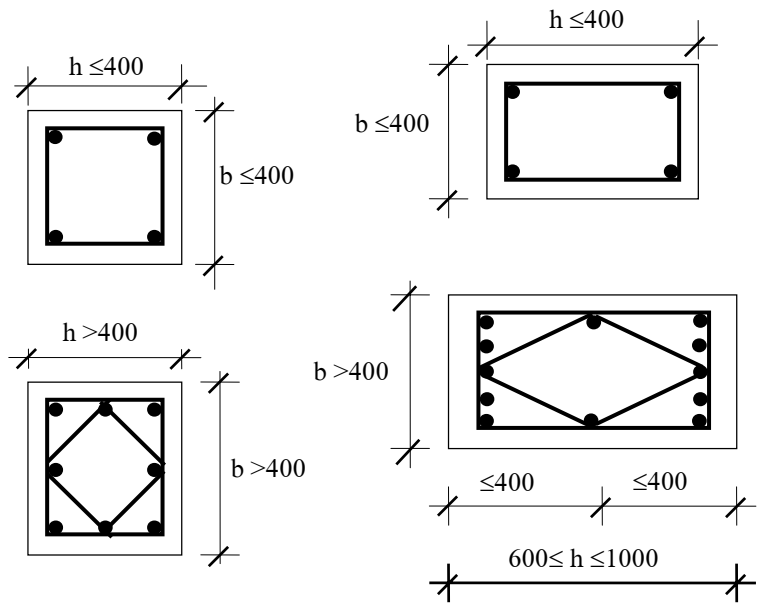
*** Bố trí cốt thép dọc:**

Khi chiều cao $h > 500$ thì với cấu kiện chịu nén lệch tâm cần bố trí cốt dọc cấu tạo trên cạnh h : $d \geq 12$ và khoảng cách giữa chúng ≤ 400 .

Cốt đai: Vai trò của cốt đai rất quan trọng: ổn định cho cốt dọc chịu nén, định vị cốt dọc khi thi công, chịu lực cắt, chịu các ứng suất do co ngót và thay đổi nhiệt độ.. Ngoài ra cốt đai còn có tác dụng tăng khả năng chịu nén của BT (hạn chế biến dạng nở ngang của BT).

Đường kính cốt đai $\geq \phi 5$, $\geq 0,25d$ cốt dọc max, khoảng cách các cốt đai $\leq 15d$ cốt dọc chịu nén min. Trong đoạn nối buộc cốt dọc thì khoảng cách cốt đai $\leq 10d$ dọc min. Thường cốt đai không tính toán mà chỉ đặt theo cấu tạo, chỉ khi nào lực cắt lớn mới tính.

Khi có yêu cầu độ bền cao hoặc tính dẻo cao, các thanh cốt dọc chịu lực được bố trí trong một đường tròn và cốt đai vuông góc được thay bằng cốt đai uốn thành hình xoắn ốc.với độ nghiêng khoảng 35-85mm.. Các cột có cốt đai xoắn thường có TD tròn, cũng có thể vuông hoặc đa giác đều cạnh.



2. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU NÉN TRUNG TÂM

2.1. Sơ đồ ứng suất:

Xét 1 thanh BTCT chịu nén trung tâm cho đến khi bị phá hoại:

- Ứng suất trong BT đạt R_n ;
- Ứng suất trong cốt thép đạt R_a' ;

2.2. Căng thép cả bán:

Điều kiện cường độ: $N \leq \varphi \cdot (R_n \cdot F_b + R_a' \cdot F_{at})$. (6 - 1)

Trong đó:

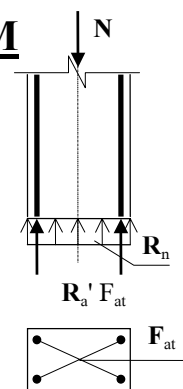
N : Lực dọc tính toán.

F_b : Diện tích làm việc BT, khi $\mu_1 \leq 3\%$ thì $F_b = F$.
 $\mu_1 > 3\%$ thì $F_b = F - F_{at}$.

R_n : cường độ chịu nén bê tông .

Chú ý hệ số điều kiện làm việc m_b của BT khi xác định R_n $m_b = 0,85$: Đổ BT theo phương đứng.
 $m_b = 0,85$ khi cạnh lớn TD < 300..

φ : Hệ số uốn dọc tra bảng phụ thuộc $\lambda = l_0/r$, $\lambda_b = l_0/b$.



2.3. Tính toán tiết diện:

Bài toán 1: Biết kích thước tiết diện F, chiều dài tính toán l_0 , lực dọc N, mác bê tông loại cốt thép. Tính F_{at} ?

Giải: - Tính $\lambda = l_0/r$ (Hay $\lambda_b = l_0/b$) $\xrightarrow{\text{tra bang}}$ φ .

$$\text{- Tính } F_{at} = \frac{\frac{N}{\varphi} - R_n F}{R_a} \quad (6 - 2)$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép: $\mu_{min} \leq \mu_t = \frac{F_{at}}{F} 100 \leq 3\%$

+ Nếu $\mu_t < \mu_{min}$ thì nên giảm kích thước tiết diện, hoặc lấy $F_{at} = \mu_{min} \cdot F$ để bố trí cho TD.

+ Nếu $\mu_t > 3\%$ thì tăng kích thước tiết diện hoặc tăng mác BT. Nếu không tăng được thì lấy $F_b = F - F_{at}$ để tính lại F_{at} và khi $\mu_t > 3\%$ thì phải đặt cốt đai dày hơn.

Bài toán 2: Kiểm tra khả năng chịu lực tiết diện. Biết kích thước TD, F_{at} , l_0 , mác bê tông, loại thép. Tính [N]?

Giải: - Tính $\lambda \rightarrow \varphi$ thay vào công thức cơ bản (6-1) để tính [N].

- So sánh khả năng chịu lực của tiết diện với nội lực tính toán $N \leq [N]$.

3. CẤU KIỆN CHỊU NÉN LỆCH TÂM

3.1. Độ lệch tâm ngẫu nhiên:

Độ lệch tâm ban đầu $e_{o1} = M/N$.

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_{ng} do sai lệch kích thước, vị trí khi thi công, do cốt thép bố trí không đối xứng, do BT không đồng nhất ...

Độ lệch tâm tính toán $e_0 = e_{o1} + e_{ng}$.

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_{ng} lấy theo thực tế, nếu chưa có số liệu thực tế thì lấy:

- $e_{ng} < 1/25h$ (chiều cao TD).
- < 2 cm đối với cột và tấm có chiều dày ≥ 25 cm.
- $< 1,5$ cm đối với cột và tấm có chiều dày $15 \div 25$ cm.
- < 1 cm đối với cột và tấm có chiều dày ≤ 15 cm.

3.2. Các trường hợp lệch tâm:

Trường hợp lệch tâm lớn: Khi M lớn, N nhỏ $\rightarrow e_{o1} = M/N$ tương đối lớn. Tiết diện ngang phân ra hai vùng kéo nén rõ rệt. Sự phá hoại bắt đầu từ vùng kéo giống cấu kiện chịu uốn có cốt kép (nếu cốt thép hợp lý). Trường hợp này xảy ra khi $x \leq \alpha_0 h_0$.

Thực tế lấy lệch tâm lớn khi $e_0 \geq e_{onh}$ (Độ lệch tâm giới hạn)

Trường hợp lệch tâm bé: Khi N lớn, M bé $\rightarrow e_{o1}$ tương đối bé, tiết diện ngang cấu kiện chịu nén toàn bộ hoặc có một phần nhỏ chịu kéo. Sự phá hoại thường xảy ra từ miền chịu nén lớn. Khi bị phá hoại: $x > \alpha_0 h_0$.

Thực tế $e_0 < e_{ogh}$.

Độ lệch tâm giới hạn: $e_{ogh} = 0,4 (1,25h - \alpha_0 h_0)$. (6 - 3)

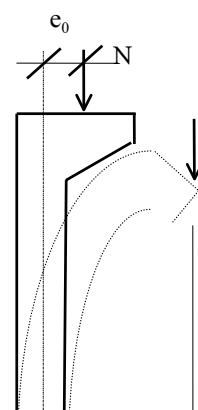
3.3. Ảnh hưởng của hiện tượng uốn dọc:

Xét 1 cấu kiện chịu nén lệch tâm: lực N lệch tâm e_0 làm cho cấu kiện bị võng, do độ võng mà độ lệch tâm e_0 tăng lên thành ηe_0 .

Độ lệch tâm ban đầu e_0 .

Độ lệch tâm cuối cùng ηe_0 .

Hệ số η xét đến ảnh hưởng của uốn dọc, theo tính toán ổn định:



$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}} \quad (6 - 4)$$

Trong đó N_{th} : Lực dọc tối hạn của cấu kiện xác định theo công thức thực nghiệm:

$$N_{th} = \frac{6.4}{l^2} \left(\frac{S}{k_{dh}} E_b J_b + E_a J_a \right) \quad (6 - 5)$$

J_a, J_b : Mô men quán tính của toàn bộ diện tích cốt thép dọc, và của tiết diện BT đối với trục qua trọng tâm TD và vuông góc với mp uốn.

S: Hệ số kể đến ảnh hưởng độ lệch tâm ban đầu.

- $e_0 < 0.05 h$ lấy $S=0.84$.

- $e_0 > 5 h$ lấy $S=0.122$.

$$- 0.05h < e_0 < 5h \text{ lấy } S = \frac{0.11}{0.1 + \frac{e_0}{h}} + 0.1 \quad (6 - 6)$$

k_{dh} : Hệ số kể đến ảnh hưởng của tải trọng dài hạn theo công thức thực nghiệm:

$$k_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} \cdot y}{M + N \cdot y} \quad (6 - 7)$$

y: kh/cách từ trọng tâm TD đến mép chịu kéo hay chịu nén bé khi chịu tải trọng toàn phần.

M, N: Nội lực do toàn bộ tải trọng gây ra.

M_{dh}, N_{dh} : Phần nội lực do tải trọng dài hạn gây ra.

Nếu M_{dh} ngược chiều với M thì M_{dh} mang dấu (-).

Khi tính ra $k_{dh} < 1$ thì lấy $k_{dh} = 1$ để tính.

Khi $l_0/r \leq 28$ (hoặc $l_0/h \leq 8$) thì bỏ qua ảnh hưởng uốn dọc.

3.4. Tính toán cấu kiện có tiết diện chữ nhật:

a. Trường hợp lệch tâm lớn:

a) Sơ đồ ứng suất:

Gọi e là khoảng cách từ điểm đặt N đến trọng tâm cốt thép F_a ;

Gọi e' là khoảng cách từ điểm đặt N đến trọng tâm cốt thép F_a' ;

Theo sơ đồ bên thì:

$$e = \eta e_0 + 0.5h - a \quad (6 - 8)$$

- Ứng suất trong BT vùng nén đạt R_n phân bố dạng CN.

- Ứng suất trong cốt thép chịu nén F_a' là R_a' .

- Ứng suất trong cốt thép chịu kéo F_a là R_a .

(Ta thấy rằng sơ đồ ứng suất giống như cấu kiện chịu uốn đặt cốt kép).

b) Công thức cơ bản:

$$\sum X = 0: N = R_n b \cdot x + R_a' F_a' - R_a F_a. \quad (6 - 9)$$

$$\sum M_{F_a} = 0: N e \leq R_n b \cdot x (h_0 - 0.5x) + R_a' F_a' (h_0 - a'). \quad (6 - 10)$$

Hay

$$N = \alpha R_n b \cdot h_0 + R_a' F_a' - R_a F_a.$$

$$N e \leq A R_n b \cdot h_0^2 + R_a' F_a' (h_0 - a').$$

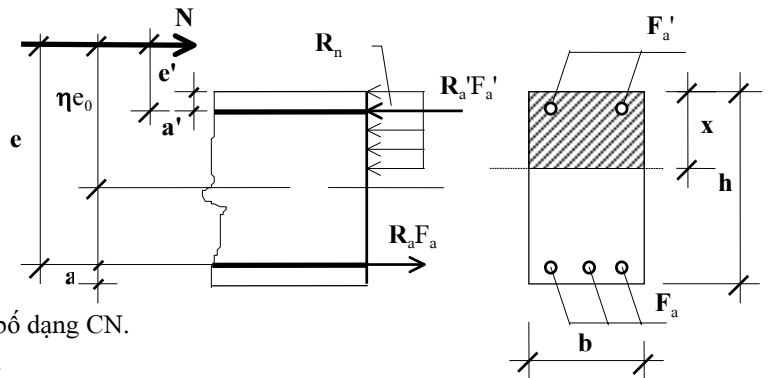
c) Điều kiện hạn chế:

- Để đến TTGH ứng suất trong cốt thép chịu kéo $F_a \rightarrow R_a$: thì $\alpha \leq \alpha_0$ hay $A \leq A_0$.

- Để ứng suất trong cốt thép chịu nén F_a' đạt đến R_a' : $x \geq 2a'$.

d) Các bài toán áp dụng:

Bài toán 1: Biết b, h, M, N, R_n, R_a, R_a', l_0 . Tính F_a, F_a' ?



Giải:

Để xác định hệ số uốn dọc η phải giả thiết hàm lượng cốt thép μ_t :

$$\mu_t \% = \frac{F_a + F_a'}{F} 100 = (0,8 \div 1,2) \%$$

Tính η theo (6-4) \rightarrow Tính e theo (6-8).

Bài toán với 2 ptinh (6-9) & (6-10) chứa 3 ẩn: F_a, F_a' và x . Tương tự trường hợp cấu kiện chịu uốn đặt cốt kép loại bớt ẩn bằng cách chọn trước $x = \alpha_0 h_0$. (Tức là đã tận dụng hết khả năng chịu lực vùng nén).

$$F_a' = \frac{N \cdot e - A_0 R_n b \cdot h_0^2}{R_a' (h_0 - a')} \quad (6 - 11)$$

$$F_a = \frac{\alpha_0 R_n b \cdot h_0 - N}{R_a} + \frac{R_a'}{R_a} \cdot F_a' \quad (6 - 12)$$

Sau khi tính được cốt thép phải kiểm tra lại so với cốt thép giả thiết ban đầu có xấp xỉ không nếu sai lệch nhiều phải giả thiết lại để tính lại và phải so sánh $> \mu_{\min}$.

Bài toán 2: Biết $b, h, M, N, R_n, R_a, R_a', l_0$ và F_a' . Tính F_a ?

Giải:

Cũng giả thiết μ_T để tính η và e .

Theo (6-10) tính $A = \frac{N \cdot e - R_a' \cdot F_a' (h_0 - a')}{R_n b \cdot h_0^2} \quad (6 - 13)$

Nếu: $A > A_0$ Tức F_a' quá ít, xem F_a' chưa biết, tính lại như bài toán 1.

Nếu: $A \leq A_0 \xrightarrow{\text{tra bang}} \alpha$

Nếu: $\frac{2 \cdot a'}{h_0} \leq \alpha \leq \alpha_0$ thì $F_a = \frac{\alpha \cdot R_n b \cdot h_0 - N}{R_a} + \frac{R_a'}{R_a} \cdot F_a' \quad (6 - 14)$

Nếu: $\alpha < \frac{2 \cdot a'}{h_0}$ Tức ứng suất trong F_a' chưa đạt R_a' , xem trọng tâm vùng nén trùng với trọng tâm F_a' :

$$\sum M_{F_a'} = 0: \quad N e' \leq R_a F_a (h_0 - a'). \quad (6 - 15)$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{N \cdot e'}{R_a (h_0 - a')}; \quad (6 - 16)$$

Trong đó $e' = \eta e_0 - 0.5h + a'$. (6 - 17)

Bài toán 3: Khi đặt cốt thép đối xứng ($F_a = F_a'$). Biết $b, h, l_0, M, N, R_a, R_a', R_n$. Tính $F_a = F_a'$?

Giải:

Giả thiết μ_t để tính η và e như bài toán 1.

Khi đặt cốt thép đối xứng $F_a = F_a'$ và với loại cốt thép thường $R_a = R_a'$ thì (6-9) trở thành:

$$N = R_n b \cdot x \quad \text{Suy ra} \quad x = \frac{N}{R_n b} \quad (6 - 18)$$

Nếu: $2a' \leq x \leq \alpha_0 h_0$ từ (6-10): $F_a = F_a' = \frac{N \cdot (e - h_0 + 0.5x)}{R_a' (h_0 - a')} \quad (6 - 19)$

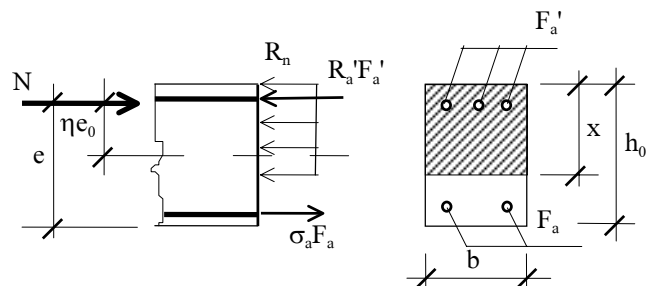
Nếu: $x < 2a'$ tính $F_a = F_a'$ theo (6-16).

Nếu: $x > \alpha_0 h_0$ tính theo lệch tâm bé.

b. Trường hợp lệch tâm bé:

a) Sơ đồ ứng suất:

Tùy theo độ lệch tâm e_0 và cấu tạo cốt thép mà trên tiết diện hoặc có một vùng chịu kéo bé hoặc toàn bộ tiết diện chịu nén.

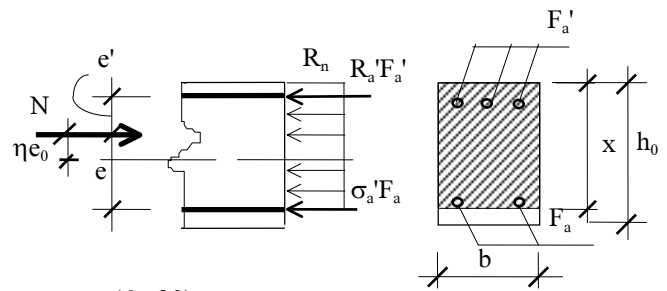


Biểu đồ ứng suất trong BT có dạng đường cong nhưng để đơn giản tính toán người ta đổi thành hình chữ nhật có chiều cao vùng nén x.

Ứng suất trong F_a' đạt R_a'

Ứng suất trong F_a chỉ đạt σ_a kéo hoặc nén.

Khi e_0 khá bé thì F_a chịu nén, nếu F_a khá bé thì $\sigma_a' \rightarrow R_a'$.



b) Công thức cơ bản:

$$\sum M_{F_a} = 0: \quad Ne \leq R_n b \cdot x (h_0 - 0.5x) + R_a' F_a' (h_0 - a'). \quad (6 - 20)$$

(Hình thức thì giống trên nhưng $x > \alpha_0 h_0$).

$$\sum M_{F_a'} = 0: \quad Ne' \leq R_n b \cdot x (0.5x - a') \pm \sigma_a F_a (h_0 - a'). \quad (6 - 21)$$

$$\sum X = 0: \quad N = R_n b \cdot x + R_a F_a \pm \sigma_a F_a. \quad (6 - 22)$$

Dấu (+) khi F_a chịu nén, dấu (-) khi F_a chịu kéo.

$$e' = 0.5h - \eta e_0 - a'. \quad (6 - 23)$$

Khi tính e' có thể không kể đến e_{ng} hoặc nếu có thì lấy e_{ng} theo hướng làm $\uparrow e'$.

Từ sơ đồ ứng suất ta thấy rằng việc xác định σ_a và x cho các công thức trên cần phải lập thêm điều kiện về quan hệ giữa biến dạng và ứng suất. Với BTCT quan hệ này rất phức tạp, vì vậy để đơn giản có thể dùng một số công thức gần đúng sau:

$$\text{Khi } \eta e_0 \leq 0.2h_0 \text{ thì } x = h - \left(\frac{0.5h}{h_0} + 1.8 - 1.4 \alpha_0 \right) \eta e_0. \quad (6 - 24)$$

$$\text{Khi } \eta e_0 > 0.2 h_0 \text{ thì } x = 1.8 (e_{0gh} - \eta e_0) + \alpha_0 h_0. \quad (6 - 25)$$

Nhưng không bé hơn $\alpha_0 h_0$ (nếu tính được $x < \alpha_0 h_0$ thì lấy $x = \alpha_0 h_0$).

c) Điều kiện hạn chế: $x > \alpha_0 h_0$.

d) Các bài toán áp dụng:

Bài toán 1: Biết b, h, l_0 , M, N, R_a , R_a' , R_n . Tính F_a , F_a' ?

Giải:

Giả thiết μ_t để tính η , e, và e' .

Tùy theo giá trị của ηe_0 mà xác định x theo (6-24) hoặc (6-25)

Biết x sẽ tính được F_a' theo (6-20):

$$F_a' = \frac{N \cdot e - R_n b \cdot x (h_0 - 0.5x)}{R_a' (h_0 - a')} \quad (6 - 26)$$

Khi $e_0 \geq 0.15h_0$ cốt thép F_a được đặt theo cấu tạo (F_a chịu kéo với ứng suất σ_a khá bé).

Khi $e_0 < 0.15h_0$ cốt thép F_a chịu nén với ứng suất đáng kể và phải được tính toán theo điều kiện (6-21):

$$F_a = \frac{N \cdot e' - R_n b \cdot x (0.5x - a')}{\sigma_a (h_0 - a')} \quad (6 - 27)$$

Trong đó:
$$\sigma_a = \left(1 - \frac{\eta \cdot e_0}{h_0} \right) \cdot R_a' \quad (6 - 28)$$

Kiểm tra lại $\mu_t \approx \mu_{gt}$.

Bài toán 2: Biết b, h, l_0 , M, N, R_a , R_n . Tính cốt thép đối xứng $F_a = F_a'$?

Giải:

Giả thiết μ_t để tính η , e, e' .

Tính chiều cao vùng nén $x = \frac{N}{R_n b}$. (Giả sử rằng lệch tâm lớn)

Nếu $x \leq \alpha_0 h_0$: Trường hợp lệch tâm lớn (đã xét ở trên)

Nếu $x > \alpha_0 h_0$ thì tính lại x theo (6-24) hoặc (6-25) rồi tính $F_a = F_a'$ theo (6-26).

Kiểm tra hàm lượng cốt thép μ_t có phù hợp với giả thiết không và kiểm tra $\mu_t > \mu_{min}$.

c. Kiểm tra cường độ của cấu kiện:

Biết $b, h, l_0, R_a', R_a, R_n, F_a, F_a'$. Kiểm tra xem tiết diện có chịu được M, N không ?

Giải:

- Tính η theo (6-4).
- Xác định chiều cao vùng nén theo (6 - 9): (Giả sử rằng lệch tâm lớn)

$$x = \frac{N + R_a \cdot F_a - R_a' \cdot F_a'}{R_n \cdot b} \quad (6 - 29)$$

Nếu: $2a' \leq x \leq \alpha_0 h_0$ Lệch tâm lớn. Tính e theo (6 - 8) rồi kiểm tra theo điều kiện (6 - 10):

$$Ne \leq R_n b \cdot x (h_0 - 0.5x) + R_a' F_a' (h_0 - a')$$

Nếu $x < 2a'$ thì xác định e' theo (6 - 17) rồi kiểm tra theo (6 - 15):

$$Ne' \leq R_a F_a (h_0 - a')$$

Nếu $x > \alpha_0 h_0$: Lệch tâm bé. Tính lại x theo (6-24) hoặc (6-25), tính e theo (6 - 8), e' theo (6 - 23). Rồi kiểm tra theo điều kiện (6 - 20):

$$Ne \leq R_n b \cdot x (h_0 - 0.5x) + R_a' F_a' (h_0 - a')$$

Khi $x > 0,9 h_0$ thì kiểm tra thêm theo điều kiện (6 - 21):

$$Ne' \leq R_n b \cdot x (0,5x - a) \pm \sigma_a F_a (h_0 - a)$$

Với σ_a xác định theo (6 - 28)
$$\sigma_0 = \left(1 - \frac{\eta \cdot e_0}{h_0} \right) \cdot R_a'$$

CẤU KIỆN CHỊU KÉO.

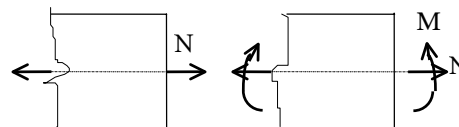
1. ĐẶC ĐIỂM CẤU TẠO

Cấu kiện chịu kéo thường gặp ở các thanh dầm chịu kéo, thanh treo và thanh căng của vòm thành bể chứa chất lỏng, thành bun ke, si lô, ống dẫn có áp, ...

Có hai trường hợp chịu kéo:

Kéo trung tâm: lực kéo trùng trục cấu kiện .

Kéo lệch tâm: lực kéo dọc trục và M.



- Cấu kiện chịu kéo trung tâm thường có tiết diện vuông hay chữ nhật. Cốt thép dọc được bố trí đối xứng theo chu vi tiết diện và $\mu_t = F_{at} / F \geq 0,4 \%$. Việc nối và neo cốt thép dọc chịu lực cần được chú ý: Phải nối hàn và neo vào vùng nén các bộ phận khác của cấu kiện. Cốt đai có $a < 50$ cm.

- Cấu kiện chịu kéo lệch tâm có F_a đặt ở vùng kéo nhiều, F_a' đặt ở vùng nén hoặc kéo ít.

Nếu lực kéo đặt trong phạm vi 2 cốt thép F_a & F_a' là trường hợp kéo lệch tâm bé. Cả 2 cốt thép F_a & F_a' đều chịu kéo, vì vậy cấu tạo thép giống như cấu kiện chịu kéo trung tâm.

Nếu lực kéo đặt ngoài phạm vi 2 cốt thép F_a & F_a' là lệch tâm lớn. Tiết diện sẽ có một vùng nén và một vùng chịu kéo rõ rệt giống như cấu kiện chịu uốn. Cấu kiện được cấu tạo như cấu kiện chịu uốn.

2. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU KÉO TRUNG TÂM

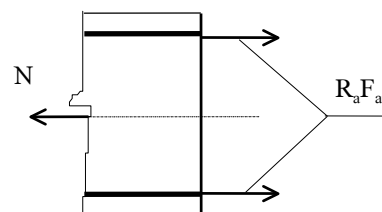
Sơ đồ ứng suất: Bê tông bị nứt, trên tiết diện toàn bộ lực kéo do cốt thép chịu.

Ở TTGH ứng suất trong $F_{at} \rightarrow R_a$.

Điều kiện cường độ: $N \leq R_a \cdot F_{at}$. (7 - 1)

Suy ra lượng cốt thép cho TD: $F_{at} = \frac{N}{R_a}$.

Phải tính toán hạn chế bề rộng khe nứt.



3. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU KÉO LỆCH TÂM CÓ TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT:

3.1. Trường hợp lệch tâm bé:

$$e_0 = \frac{M}{N} \leq 0.5h - a.$$

Sơ đồ ứng suất:

Bỏ qua khả năng chịu kéo của BT, toàn bộ lực kéo do cốt thép chịu.

Công thức cơ bản:

$$\sum M_{F_a} = 0: Ne \leq R_a \cdot F_a' (h_0 - a'). \quad (7 - 2)$$

$$\sum M_{F_a'} = 0: Ne' \leq R_a \cdot F_a (h_0 - a'). \quad (7 - 3)$$

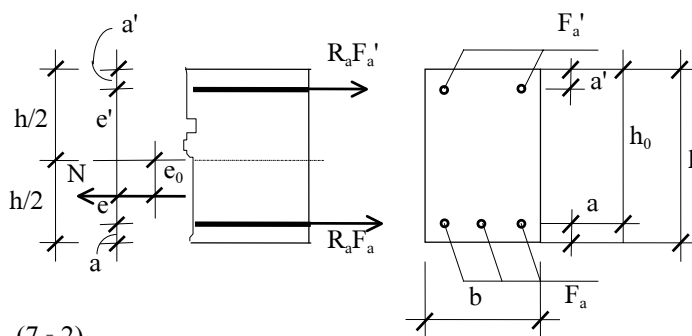
Trong đó: $e = 0.5h - e_0 - a$.

$$e' = 0.5h + e_0 - a'.$$

Từ hai công thức trên tính được F_a & F_a' .

$$F_a' = \frac{N \cdot e}{R_a \cdot (h_0 - a')} ; \quad F_a = \frac{N \cdot e'}{R_a \cdot (h_0 - a')} ;$$

Hàm lượng cốt thép μ & μ' phải $\geq \mu_{min} = 0,1\%$.



3.2. Trường hợp lệch tâm lớn:

$$e_0 = \frac{M}{N} > 0.5h - a.$$

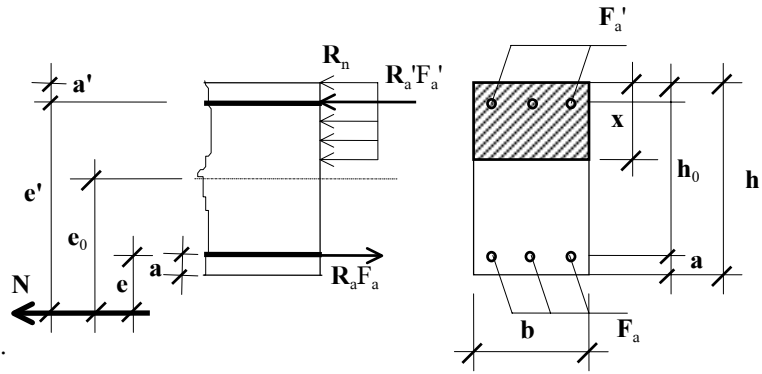
a. Sơ đồ ứng suất:

Phần TD gần phía lực dọc N sẽ chịu kéo. Ứng suất trong cốt chịu kéo F_a đạt R_a

Phần TD phía kia sẽ chịu nén. Ứng suất trong BT vùng nén đạt R_n .

Ứng suất trong cốt chịu nén F_a' đạt R_a' .

Theo sơ đồ: $e = e_0 - 0.5h + a$ và $e' = e_0 + 0.5h - a'$.



b. Công thức cơ bản:

$$\sum M_{Fa} = 0 : N \cdot e \leq R_n \cdot b \cdot x (h_0 - 0.5x) + R_a' \cdot F_a' (h_0 - a'). \quad (7 - 4)$$

$$\sum X = 0 : N = R_a \cdot F_a - R_n \cdot b \cdot x - R_a' \cdot F_a'. \quad (7 - 5)$$

Biến đổi công thức cơ bản: đặt $\alpha = x/h_0$; $A = \alpha (1 - 0.5\alpha)$.

$$N = R_a \cdot F_a - \alpha R_n \cdot b \cdot h_0 - R_a' \cdot F_a'$$

$$N \cdot e \leq \alpha R_n \cdot b \cdot h_0^2 + R_a' \cdot F_a' (h_0 - a').$$

c. Điều kiện hạn chế:

Tương tự cấu kiện chịu uốn, để xảy ra phá hoại dẻo: $x \leq \alpha_0 h_0$

để ứng suất trong F_a' đạt R_a' : $x \geq 2a'$.

d. Các bài toán áp dụng:

Bài toán 1: Biết $M, N, b, h, R_n, R_a, R_a'$. Tính F_a, F_a' ?

Giải: Bài toán có 3 ẩn: x, F_a, F_a' . Chọn trước $x = \alpha_0 h_0$ (Tận dụng hết khả năng vùng bê tông chịu nén). Tức $A = A_0$, từ (7 - 4) tính được:

$$F_a' = \frac{N \cdot e - A_0 R_n \cdot b \cdot h_0^2}{R_a' \cdot (h_0 - a')}; \quad (7 - 6)$$

Từ (7 - 5) tính được:
$$F_a = \frac{N + \alpha_0 R_n \cdot b \cdot h_0 + R_a' \cdot F_a'}{R_a}; \quad (7 - 7)$$

Bài toán 2: Biết $M, N, b, h, R_n, R_a', R_n, F_a'$. Tính F_a ?

Giải:

Từ (7 - 5) tính:
$$A = \frac{N \cdot e - R_a' \cdot F_a' (h_0 - a')}{R_n \cdot b \cdot h_0^2}; \quad (7 - 8)$$

Có $A \xrightarrow{\text{Tra bảng}} \alpha$.

Nếu $\frac{2a'}{h_0} < \alpha \leq \alpha_0$ tính F_a theo (7 - 5):

$$F_a = \frac{N + \alpha \cdot R_n \cdot b \cdot h_0 + R_a' \cdot F_a'}{R_a}; \quad (7 - 9)$$

Nếu $\alpha \leq \frac{2a'}{h_0}$ thì lấy $x = 2a'$ để tính. (Xem gần đúng rằng hợp lực vùng nén trùng với trọng tâm F_a'). Từ \sum

$$M_{Fa'} = 0 : N \cdot e' = F_a \cdot R_a (h_0 - a'); \quad (7 - 10)$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{N \cdot e'}{R_a \cdot (h_0 - a')}. \quad (7 - 11)$$

Nếu $\alpha > \alpha_0$ chứng tỏ F_a' đã có là quá nhỏ, không đủ nên xem F_a' là chưa biết tính cả F_a & F_a' như bài toán 1.

- Bài toán 3:** - Bài toán kiểm tra khả năng chịu lực.
 - Biết $b, h, F_a, F_a', R_n, R_a, R_a'$. Kiểm tra khả năng chịu lực tiết diện.

Giải:

Xác định chiều cao vùng BT chịu nén từ (7 - 5):

$$x = \frac{R_a \cdot F_a - R_a' \cdot F_a' - N}{R_n \cdot b} \quad (7 - 12)$$

Nếu $2a' \leq x \leq \alpha_0 h_0$: Thay x tính được vào kiểm tra cường độ theo điều kiện (7 - 4)

$$N \cdot e \leq R_n \cdot b \cdot x (h_0 - 0.5x) + R_a' \cdot F_a' (h_0 - a')$$

Nếu $x < 2a'$ thì kiểm tra cường độ theo điều kiện (7 - 10): $N \cdot e' \leq R_a \cdot F_a (h_0 - a')$.

Nếu $x > \alpha_0 h_0$ thì lấy $x = \alpha_0 h_0$ (Lượng thép F_a quá nhiều, sự phá hoại từ vùng nén nên kiểm tra theo khả năng của vùng nén), thay $x = \alpha_0 h_0$ hay $A = A_0$ vào (7 - 4):

$$N \cdot e \leq A_0 R_n \cdot b \cdot h_0^2 + R_a' \cdot F_a' (h_0 - a')$$

3.3. Tính cấu kiện chịu kéo lệch tâm theo lực cắt:

Dưới tác dụng của lực cắt và lực kéo sẽ làm BT dễ bị nứt nghiêng.

Để đảm bảo cường độ trên tiết diện nghiêng (theo ứng suất nén chính) cần phải đảm bảo điều kiện:

$$Q \leq k_0 R_n b \cdot h_0 ; \text{ (Giống cấu kiện chịu uốn).}$$

Và nếu thỏa mãn điều kiện: $Q \leq k_1 R_k b \cdot h_0 - 0,2N$ (7 - 13)

$$k_1 = 0,6 \text{ Cấu kiện dạng thanh.}$$

$$k_1 = 0,8 \text{ Cấu kiện dạng bản.}$$

Thì không phải tính toán theo lực cắt mà cốt đai chỉ cần đặt theo cấu tạo.

Khi điều kiện (7 - 13) không thỏa mãn phải tính toán cốt đai.

$$\text{Điều kiện cường độ: } Q \leq 2,8 \sqrt{(R_k \cdot b \cdot h_0 - 0.2N) \cdot h_0 \cdot q_d} \quad (7 - 14)$$

q_d : Tính như cấu kiện chịu uốn.

CẤU KIỆN CHỊU XOẮN.

1. KHÁI NIỆM CHUNG:

Trong thực tế thường gặp các cấu kiện chịu xoắn cùng với uốn: Cột chịu lực ngang đặt cách trục 1 đoạn, dầm có liên kết với bản một phía, các xà ngang của khung biên đỡ các dầm theo phương vuông góc với liên kết cứng..

Khả năng chịu xoắn của BTCT kém nên tuy mô men xoắn không lớn lắm vẫn có thể gây nguy hiểm.

Trong cấu kiện chịu xoắn sẽ xuất hiện các ứng suất kéo chính và ứng suất nén chính nghiêng góc 45° so với trục. Kết quả thí nghiệm cho thấy các vết nứt nghiêng xuất hiện khá sớm, sau khi bị nứt các ứng suất kéo chính do cốt thép chịu còn ứng suất nén chính do BT chịu.

Cấu kiện bắt đầu bị phá hoại khi ứng suất trong cốt thép đạt giới hạn chảy. Cấu kiện bị phá trên TD vênh (TD không gian) gồm 3 phía chịu kéo và 1 phía chịu nén.

2. ĐẶC ĐIỂM CẤU TẠO:

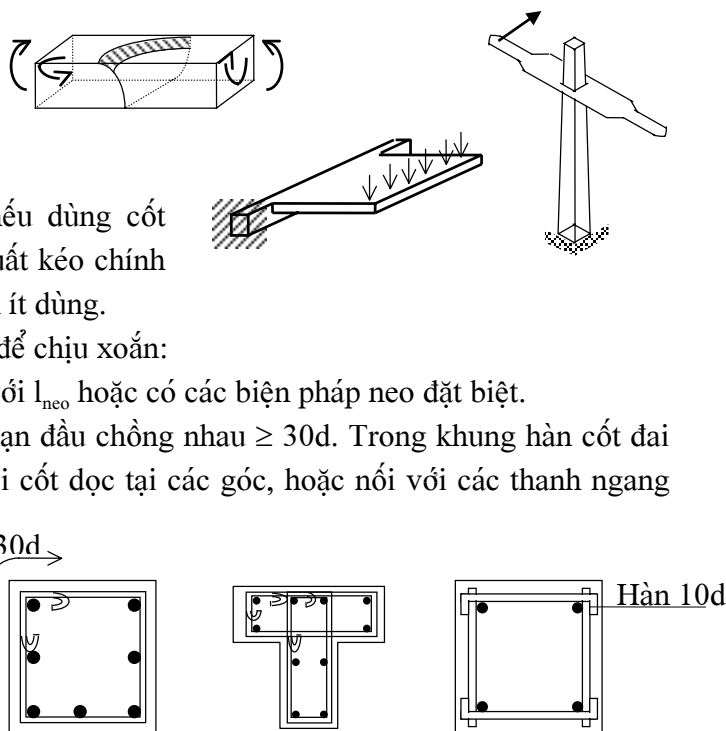
Trong cấu kiện chịu xoắn, cốt thép có tác dụng: chịu Mô men uốn, lực cắt và mô men xoắn.

Vì ứng suất kéo chính nghiêng 45° , nếu dùng cốt dạng lò xo đặt nghiêng 45° theo phương ứng suất kéo chính sẽ hiệu quả cao, nhưng do thi công phức tạp nên ít dùng.

Thường dùng cốt dọc đặt theo chu vi và cốt đai để chịu xoắn:

- Cốt dọc chịu xoắn cần được neo chắc với l_{neo} hoặc có các biện pháp neo đặt biệt.
- Cốt đai: Trong khung buộc phải có đoạn đầu chồng nhau $\geq 30d$. Trong khung hàn cốt đai tạo thành vòng kín, đầu mút được hàn điểm với cốt dọc tại các góc, hoặc nối với các thanh ngang thành vòng kín với chiều dài đoạn hàn $\geq 10d$.

Trong cấu kiện có TD chữ T. I cần bố trí đai thành vòng kín trong sườn và cánh.



3. TÍNH CẤU KIỆN CÓ TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT:

3.1. Đai cương và điều kiện hạn chế:

Trong cấu kiện chịu uốn xoắn có đồng thời 3 thành phần nội lực: Mô men uốn, lực cắt và mô men xoắn. Việc tính toán với cả đồng thời 3 thành phần nội lực nói trên là rất phức tạp, và cho đến nay vẫn chưa có phương pháp tính hoàn hảo.

Để tính toán thực tế, người ta xét cấu kiện trên làm việc dưới dạng một trong 2 sơ đồ sau:

- **Cấu kiện chịu mô men xoắn-Mô men uốn:** $M_x + M$.
- **Cấu kiện chịu mô men xoắn-Lực cắt:** $M_x + Q$.

Để đảm bảo cho cấu kiện chịu xoắn không bị phá hoại do BT giữa các khe nứt bị ép vỡ (khi cốt thép nhiều) do tác dụng của ứng suất nén chính, mọi cấu kiện chịu uốn xoắn phải thỏa điều kiện:

$$M_x \leq 0.1R_n \cdot b^2 \cdot h ; \quad (8 - 1)$$

Trong đó b là cạnh bé của TD.

3.2. Tính toán theo sơ đồ $M_x + M$:

Xét 1 cấu kiện chịu uốn xoắn với M_x & M cho đến khi bị phá hoại:

a. Sơ đồ ứng suất:

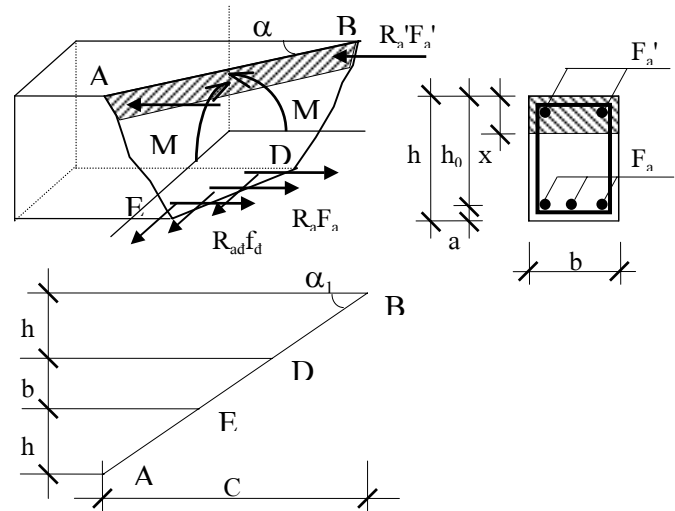
- TD vênh ABDE có cạnh chịu nén AB nghiêng với trục góc α , hình chiếu lên phương trục cấu kiện là C. Cạnh DE nghiêng với trục góc α_1 .

- Ứng suất trong BT vùng nén đạt R_n , theo phương vuông góc với cạnh AB.

- Ứng suất trong cốt dọc chịu kéo (trên cạnh DE) đạt R_a .

- Ứng suất trong cốt dọc chịu nén (trên cạnh AB) đạt R_a' .

- Ứng lực trong mỗi nhánh cốt đai là $R_{ad}f_d$ (chỉ xét trên cạnh DE, ảnh hưởng của các đai trên BD và AE không đáng kể).



(Sơ đồ ứng suất trên TD vênh gồm 2 vùng kéo và nén như cấu kiện chịu uốn).

b. Công thức cơ bản:

- Phương trình hình chiếu các lực lên phương trục cấu kiện:

$$R_a F_a - R_a' F_a' - R_n \cdot AB \cdot x \cdot \sin \alpha = 0$$

Mà $AB \cdot \sin \alpha = b$, Suy ra $R_a F_a - R_a' F_a' - R_n \cdot b \cdot x = 0 ; \quad (8 - 2)$

- Phương trình cân bằng mô men đối với trục đi qua trọng tâm vùng BT chịu nén và theo phương AB:

$$M \cdot \sin \alpha + M_x \cdot \cos \alpha = R_a F_a \cdot (h_0 - 0.5x) \cdot \sin \alpha + \sum R_{ad} f_d \cdot (h_0 - 0.5x) \cdot \cos \alpha ; \quad (8 - 2a)$$

Ta có: $\sum f_d = f_d \cdot \frac{b \cdot \cot \alpha_1}{u} = f_d \cdot \frac{b}{u} \cdot \frac{C}{(2 \cdot h + b)}$; Đặt $\frac{R_{ad} \cdot f_d}{u} = q_d$; $(8 - 3)$

Từ (8 - 2a) & (8 - 3): $M_x \cdot \left(1 + \frac{M}{M_x} \tan \alpha \right) = R_a F_a \tan \alpha \cdot (h_0 - 0.5x) + q_d \cdot \frac{b \cdot C}{(2 \cdot h + b)} (h_0 - 0.5x)$

Với $\tan \alpha = \frac{b}{C}$;

Đặt $v = \frac{M}{M_x}$; $m_d = \frac{q_d}{R_a \cdot F_a \cdot (2 \cdot h + b)}$; $\left(= \frac{R_{ad} f_d}{R_a \cdot F_a \cdot (2 \cdot h + b) \cdot u} \right)$

Ta có điều kiện cường độ: $M_x \leq \frac{R_a F_a (h_0 - 0.5x) \cdot (1 + m_d \cdot C^2) \cdot b}{C + v \cdot b}$; $(8 - 4)$

Kết quả nguyên cứu cho thấy rằng giá trị m_d trong phạm vi: $m_0 \leq m_d \leq 3m_0$ $(8 - 5)$

Với $m_0 \leq \frac{1}{\left(2 + 4 \cdot v \sqrt{\frac{b}{2h + b}} \right) \cdot (2h + b) \cdot b}$ $(8 - 6)$

Nếu $m_d < m_0$ thì nhân $R_a F_a$ trong (8 - 2) & (8 - 4) với tỉ số m_d / m_0 ;

Trong công thức (8 - 4) giá trị C được xác định để về phải là nhỏ nhất (là điểm ứng với cực tiểu của về phải, có thể xác định theo giải tích hoặc bằng cách đúng dần), và $C \leq 2h + b$;

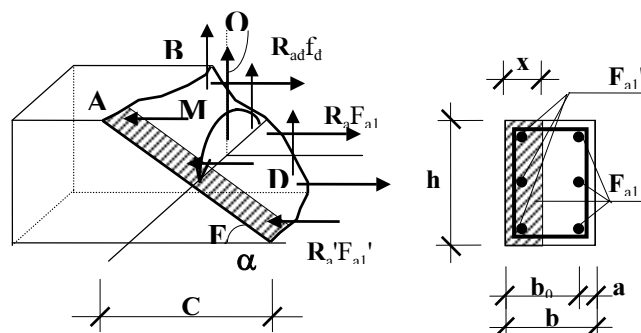
3.3. Tính toán theo sơ đồ $M_x + Q$:

Xét đoạn dầm chịu M_x & Q như hình vẽ.

a. Sơ đồ ứng suất:

Phá hoại trên TD vênh, vùng nén nằm theo cạnh bên AE tạo với trục góc α .

Hình chiếu cạnh chịu nén AE lên trục cầu kiện là C .



- Ứng suất trong BT vùng nén đạt R_n ,

theo phương vuông góc với cạnh AE.

- Ứng suất trong cốt dọc chịu kéo F_{a1} (trên cạnh BD) đạt R_a .

- Ứng suất trong cốt dọc chịu nén F_{a1}' (trên cạnh AE) đạt R_a' .

- Ứng lực trong mỗi nhánh cốt đai là $R_{ad} f_d$ (chỉ xét trên cạnh BD, ảnh hưởng của các đai trên AB và ED không đáng kể).

b. Công thức cơ bản:

Lập luận tương tự như trường hợp tính với sơ đồ M_x & M , từ các phương trình cân bằng ta có:

$$R_n \cdot AE \cdot x \cdot \sin \alpha = R_a F_{a1} - R_a' F_{a1}';$$

Mà $AE \cdot \sin \alpha = h$, Suy ra $R_n \cdot h \cdot x = R_a F_{a1} - R_a' F_{a1}';$ (8 - 7)

Và điều kiện cường độ: $M_x \leq \frac{R_a F_{a1} (b_0 - 0.5x) \cdot (1 + m_{dl} \cdot C^2) \cdot h}{\left(1 + \frac{Q \cdot b}{2 \cdot M_x}\right) \cdot C};$ (8 - 8)

Trong đó: $m_{dl} = \frac{R_{ad} f_d}{R_a \cdot F_{a1} (2 \cdot b + h) \cdot u}$ (8 - 9)

Với m_{dl} thỏa điều kiện: $m_0 \leq m_d \leq 3m_0$;

Xác định m_0 theo (8 - 6) nhưng hoán đổi vai trò của h & b .

Giá trị C được xác định để về phải của (8 - 8) cực tiểu. Và $C \leq 2b + h$;

Ngoài ra nếu thỏa mãn điều kiện: $M_x \leq 0.5 Q \cdot b$ (8 - 10)

thì có thể không cần kiểm tra điều kiện (8 - 8), mà kiểm tra theo điều kiện sau:

$$Q + \frac{3 \cdot M_x}{h} \leq Q_{db}$$
 (8 - 11)

Trong đó Q_{db} : Khả năng chịu cắt của cốt đai và BT (xác định như cấu kiện chịu uốn).

3.4. Vận dụng tính toán:

Tính toán cấu kiện chịu uốn-xoắn tương đối phức tạp, nên thường chỉ thực hiện với dạng bài toán kiểm tra.

Trình tự một bài toán kiểm tra:

- Kiểm tra điều kiện (8 - 1). Nếu không thỏa mãn phải tăng TD hoặc tăng mác BT.
- Tính sơ bộ cốt chịu kéo F_a theo mô men uốn M , rồi chọn thép tăng lên một ít.
- Theo lực cắt Q tính cốt đai, chọn cốt đai với khoảng cách bé hơn tính toán một ít.

- Sơ bộ bố trí cốt dọc, cốt đai. Bố trí thêm cốt dọc trên cạnh h (theo yêu cầu cấu tạo chịu xoắn).
- Tính m_d hoặc m_{d1} , kiểm tra với m_0 theo (8 - 5);
- Xác định chiều cao vùng BT chịu nén x theo (8 - 2) hoặc (8 - 7). Kiểm tra x theo các điều kiện hạn chế như cấu kiện chịu uốn. (Khi xác định x để đơn giản và an toàn có thể bỏ qua cốt thép chịu nén).
- Xác định giá trị C để vẽ phải (8 - 4) hoặc (8 - 8) bé nhất, so sánh giá trị bé nhất đó với M_x .

TÍNH TOÁN CẦU KIỆN BTCT THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ II.

1. TÍNH ĐỘ VÔNG CẦU KIỆN CHIU UỐN

1.1. Khái niệm chung:

Đối với cầu kiện chịu uốn khi chịu tác dụng của tải trọng thì bị võng xuống. Kết cấu có độ võng lớn sẽ không thuận lợi cho việc sử dụng mặc dù nó chưa bị phá hoại. Đối các cầu kiện lắp ghép và những kết cấu sử dụng vật liệu cường độ cao, việc tính độ võng của cầu kiện càng cần được chú ý hơn để đảm bảo điều kiện sử dụng của kết cấu. (Về mặt vận hành máy móc, về mặt cấu tạo, về yêu cầu mỹ quan,...).

Các dầm có độ võng lớn hơn 1/250 nhịp thường có thể nhận thấy bằng mắt thường, nhất là độ võng của các dầm chĩa ra ngoài. Độ võng quá mức sẽ:

- Gây hư hỏng các thành phần phi kết cấu của công trình: nứt các tường ngăn, hư hỏng các cửa..
- Ảnh hưởng đến khả năng sử dụng bình thường của kết cấu: như khi phải dỡ các thiết bị có yêu cầu phải thẳng hàng, gây trở ngại cho sự thoát nước sàn..
- Hư hỏng các kết cấu: cầu kiện có độ võng quá mức có thể tiếp xúc với các cầu kiện khác thì quỹ đạo tải trọng (sự phân bố tải trọng vào các cầu kiện) sẽ thay đổi gây phá hoại.

Qui phạm quy định độ võng của cầu kiện khi làm việc bình thường phải nhỏ hơn độ võng cho phép đối với loại kết cấu đó.

$$f \leq [f]. \quad (9 - 1)$$

Trong đó: - f: Độ võng lớn nhất của cầu kiện trong điều kiện làm việc bình thường.
- [f]: Độ võng cho phép của loại kết cấu đó. (Theo qui phạm).

Thí dụ: - Dầm cầu trục chạy điện. $[f] = (1/600) L$
- Sàn có trần phẳng, cầu kiện của mái.

Khi Nhịp $L \leq 6m$. $[f] = (1/200) L$.

$6m < L \leq 7,5m$ $[f] = 3cm$.

$L > 7,5m$ $[f] = (1/250).L$.

* Chú ý:

- Khi tính độ võng thì dùng tải trọng tiêu chuẩn vì đó là tải trọng tác dụng lên kết cấu trong điều kiện làm việc bình thường. Khi nào có tải trọng vượt quá trị số tiêu chuẩn thì chỉ là nhất thời và khi tải trọng trở về trị số tiêu chuẩn thì độ võng cũng giảm đi.

- Vì bê tông có tính từ biến nên tải tác dụng dài hạn sẽ làm tăng độ võng của cầu kiện lên. Do đó cần phân biệt tải trọng tác dụng dài hạn và tải trọng tác dụng ngắn hạn. Tải trọng tác dụng dài hạn gồm trọng lượng bản thân và một phần tải trọng sử dụng. Theo tiêu chuẩn nhà nước về "Tải trọng và tác động TCVN 2737-95) đã đưa ra những qui định cụ thể.

Cầu kiện cần tính võng thường có khe nứt trong vùng kéo nên cơ sở tính toán là giai đoạn II của trạng thái ứng suất và biến dạng.

1.2. Độ cong trục dầm và độ cứng của dầm:

a. Khái niệm độ cong và độ cứng của dầm:

Việc tính độ võng của cầu kiện bằng vật liệu đàn hồi chúng ta đã gặp trong môn Sức bền Vật liệu (Như các phương pháp tính phân định hạn, phương pháp thông số ban đầu, phương pháp đồ toán, v.v..) hay trong cơ học kết cấu (Phương pháp đặt lực đơn vị, v.v..).

Xét dầm chịu uốn với tải trọng tăng dần: lúc đầu dầm cứng và không bị nứt, toàn bộ tiết diện bê tông chịu ứng suất (đường biến dạng là đoạn OA). Khi tải trọng tăng vết nứt xuất hiện, tại tiết diện bị nứt mô men quán tính giảm làm giảm rõ rệt độ cứng của dầm. Các đoạn dầm có xuất hiện vết nứt các nhiều, số vết nứt càng nhiều càng làm giảm độ cứng, độ võng của dầm tăng nhanh hơn.

Như vậy bắt đầu từ điểm A dầm có độ võng phi tuyến rõ rệt do sự giảm độ cứng khi tăng dần các vết nứt. Theo thời gian, độ võng tăng do tính từ biến của bê tông.

Theo Sức bền Vật liệu thì độ cong trục dầm được xác định theo phương trình vi phân đường đàn hồi:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EJ}$$

Trong đó: $\frac{1}{\rho}$: Gọi là độ cong trục dầm.

- EJ: Độ cứng của dầm bằng vật liệu đàn hồi, đồng chất, đẳng hướng.

(Giải pt trình vi phân với các điều kiện biên ta được độ võng y).

Nhưng BTCT là vật liệu đàn hồi dẻo, không đồng chất, trong miền chịu kéo lại có khe nứt nên không thể biểu thị độ cứng của dầm bằng EJ được.

Với dầm BTCT cần xét đến sự thay đổi độ cứng do biến dạng dẻo và nứt. Mô men quán tính của dầm thay đổi từ tiết diện không nứt lớn hơn tiết diện bị nứt. Do sự thay đổi này mà việc tính toán độ võng của dầm BTCT trở nên không đơn giản.

Thường độ cứng của dầm BTCT được kí hiệu bằng chữ B và độ cong trục dầm được biểu thị bằng quan hệ sau:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{B} \tag{9 - 2}$$

b. Trạng thái ứng suất biến dạng của dầm sau khi xuất hiện khe nứt:

Xét một đoạn dầm chịu uốn. Sau khi xuất hiện khe nứt trạng thái US - BD thể hiện trên hình vẽ.

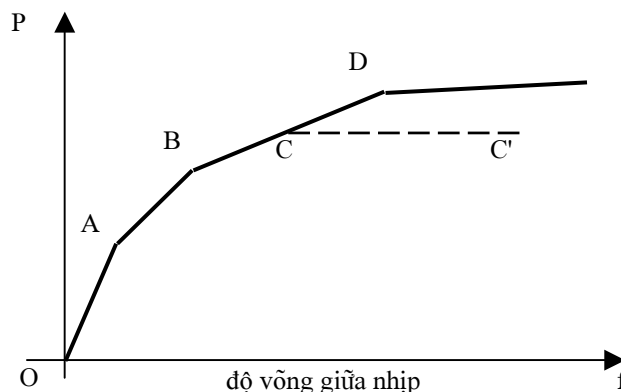
- Ứng suất trong cốt thép chịu kéo: Tại tiết diện có khe nứt toàn bộ lực kéo do cốt thép chịu. Ứng suất kéo trong cốt thép tại tiết diện có khe nứt là σ_a , ứng suất giảm dần vào khoảng giữa hai khe nứt vì có BT cùng tham gia chịu kéo.

- Ứng suất trong BT chịu kéo: Tại khe nứt ứng suất trong BT bằng không. Càng xa vết nứt, ứng suất trong BT tăng dần và lớn nhất tại khoảng giữa hai khe nứt và bằng σ_{bk} .

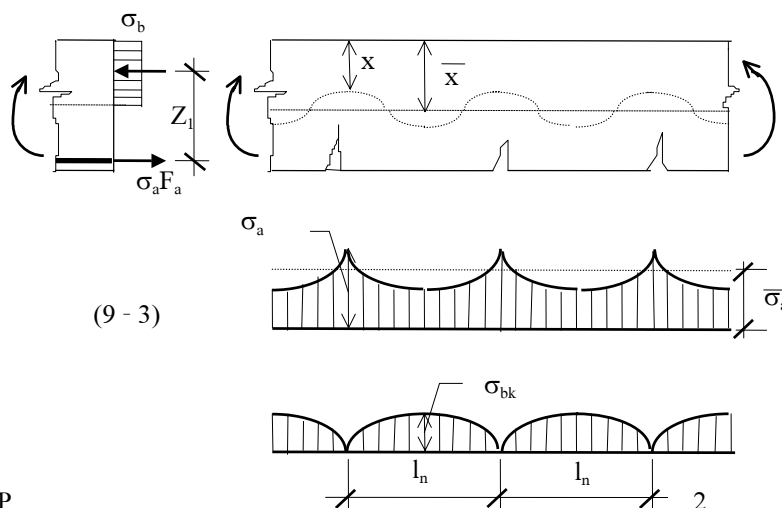
Do đó sau khi xuất hiện khe nứt thì trục trung hòa của dầm có dạng lượn sóng (Tức x biến thiên). Để tính toán người ta thay trục trung hòa thực tế bằng trục trung hoà trung bình với chiều cao vùng nén trung bình \bar{x} .

Bằng thực nghiệm người ta đã xác lập được quan hệ giữa x và \bar{x} .

$$x = \bar{x} \left(1 - \frac{0.7}{100\mu + 1} \right)$$



- A: Thời điểm các đầu dầm bắt đầu bị nứt.
- B: Bắt đầu có các vết nứt giữa nhịp.
- D: Bắt đầu sự chảy dẻo tại các TD có mô men lớn.
- C → C' độ võng tăng do từ biến với tải trọng dài hạn



và
$$\overline{\sigma}_b = \psi_b \cdot \sigma_b \quad \text{Với } \psi_b \leq 1. \text{ (pxi)} \quad (9 - 4)$$

$$\overline{\sigma}_a = \psi_a \cdot \sigma_a \quad \text{Với } \psi_a \leq 1. \quad (9 - 5)$$

Trong đó:

- ψ_b : Hệ số xét đến sự biến dạng không đồng đều của thớ BT chịu nén ngoài cùng dọc theo đoạn dầm đang xét (với BT nặng $\psi_b = 0.9$, khi chịu tải trọng rung động $\psi_b = 1$).

- ψ_a : Hệ số xét đến sự làm việc chịu kéo của BT nằm giữa hai khe nứt. Xác định bằng tính toán.

Mặt khác khi chấp nhận giả thiết tiết diện phẳng đối với dầm có chiều cao vùng nén \bar{x} thì biến dạng tỉ đối trung bình của BT chịu nén $\overline{\epsilon}_b$ và của cốt thép chịu kéo $\overline{\epsilon}_a$ có quan hệ:

$$\left. \begin{aligned} \overline{\epsilon}_a &= \frac{\overline{\sigma}_a}{E_a} = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} ; \\ \overline{\epsilon}_b &= \frac{\overline{\sigma}_b}{E_b} = \psi_b \frac{\sigma_b}{\nu \cdot E_b} \end{aligned} \right\} (9 - 6)$$

ν : là hệ số đàn hồi của BT vùng nén. Với BT nặng: $\nu = 0,45$ khi tải trọng tác dụng ngắn hạn, $\nu = 0,15$ khi tải trọng tác dụng dài hạn.

Tại tiết diện có khe nứt, biểu đồ ứng suất trong BT vùng nén được xem là hình chữ nhật. Xét cân bằng nội - ngoại lực ta có:

$$\sigma_a = \frac{M^c}{F_a Z_1} ; \quad \sigma_b = \frac{M^c}{F_b Z_1} \quad (9 - 7)$$

Trong đó:

- F_a : là diện tích cốt thép chịu kéo.
- F_b : là diện tích vùng bê tông chịu nén.
- Z_1 : Cánh tay đòn nội lực ngẫu lực tại tiết diện có khe nứt.

Nếu tiết diện có cốt thép chịu nén F_a' thì qui đổi F_a' thành diện tích BT tương đương.

Khi đó:
$$\sigma_b = \frac{M^c}{F_{bqđ} Z_1} \quad (9 - 8)$$

Với $F_{bqđ} = F_b + \frac{E_a}{E_b} F_a' = F_b + \frac{n}{\nu} F_a'$

c. Độ cong trực dầm và độ cứng của dầm:

Xét 1 đoạn dầm nằm giữa 2 khe nứt :

Khoảng cách 2 khe nứt bằng l_n , chiều cao vùng nén x , chiều cao làm việc h_0 , bán kính cong ρ .

Qua B kẻ $DC // OA$; qua E kẻ $EF // DC$:

$ED = \overline{\epsilon}_b \cdot l_n$; $FG = (\overline{\epsilon}_b + \overline{\epsilon}_a) \cdot l_n$.

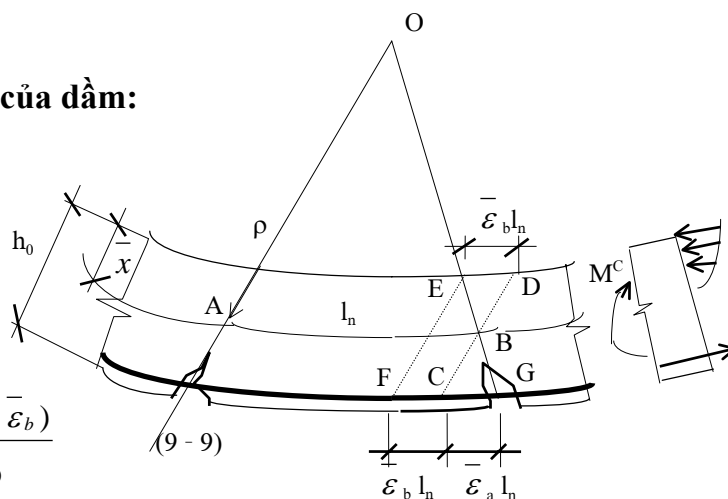
Xét 2 tam giác đồng dạng OAB và EFG:

$$\frac{l_n}{\rho} = \frac{(\overline{\epsilon}_a + \overline{\epsilon}_b) \cdot l_n}{h_0} \Rightarrow \frac{1}{\rho} = \frac{(\overline{\epsilon}_a + \overline{\epsilon}_b)}{h_0} \quad (9 - 9)$$

Thay (9 - 6), (9 - 7) vào (9 - 9) ta được:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M^c}{h_0 Z_1} \left(\frac{\psi_a}{E_a F_a} + \frac{\psi_b}{\nu \cdot E_b F_{bqđ}} \right) \quad (9 - 10)$$

So sánh (9 - 10) với (9 - 2), ta có:



$$B = \frac{h_0 Z_1}{\left(\frac{\psi_a}{E_a F_a} + \frac{\psi_b}{\nu \cdot E_b F_{bqđ}} \right)} \quad (9 - 11)$$

Nhìn vào công thức xác định B ta thấy độ cứng của dầm BTCT khác dầm bằng vật liệu đàn hồi, nó không những phụ thuộc vào đặc trưng hình học của TD mà còn phụ thuộc vào tải trọng (F_b có x, \dots) vào tính chất đàn hồi dẻo của BT. Muốn tăng B thì tăng h_0 là hiệu quả nhất. (Ngoài ra có thể tăng mác BT hay bề rộng tiết diện nhưng kém hiệu quả).

d. Tính các đặc trưng trong B:

a) **Tính $F_{bqđ}$:**

Diện tích miền BT chịu nén có kể đến cốt thép chịu nén trong TD chữ T (tổng quát):

$$F_{bqđ} = (b_c' - b) \cdot h_c' + \frac{n}{\nu} \cdot F_a' + b \cdot x. \quad (9 - 12)$$

$$F_{bqđ} = (\gamma' + \xi) \cdot b \cdot h_0.$$

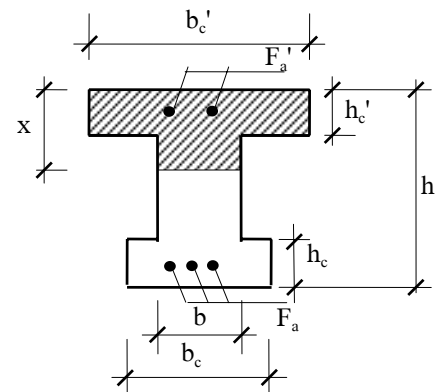
Với
$$\gamma' = \frac{(b_c' - b)h_c' + \frac{n}{\nu} F_a'}{b \cdot h_0}; \quad \xi = \frac{x}{h_0}$$

ξ : Chiều cao tương đối của vùng BT chịu nén $\xi = \frac{x}{h_0}$ xác định theo công thức

thực nghiệm:
$$\xi = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5(L + T)}{10\mu \cdot n}} \quad (9 - 13)$$

Trong đó
$$L = \frac{M^c}{R_n^c \cdot b \cdot h_0^2}; \quad T = \gamma' \left(1 - \frac{\delta'}{2} \right); \quad \delta' = \frac{h_c'}{h_0};$$

$$\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0}; \quad n = \frac{E_a}{E_b};$$



b) **Tính Z_1 :**

Cánh tay đòn nội ngẫu lực tại tiết diện có khe nứt. Nếu giả thiết sơ đồ ứng suất của miền BT chịu nén là hình chữ nhật thì dễ dàng tìm được Z_1 từ điều kiện:

$$Z_1 = \frac{S_{bqđ}}{F_{bqđ}} = \frac{S_b + \frac{n}{\nu} F_a' (h_0 - a')}{(\gamma' + \xi) \cdot b \cdot h_0} = \frac{(b_c' - b)h_c' \cdot \left(h_0 - \frac{h_c'}{2} \right) + b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + \frac{n}{\nu} F_a' (h_0 - a')}{(\gamma' + \xi) \cdot b \cdot h_0}$$

Viết lại theo các kí hiệu trên và $2a' \approx h_c'$ nên

$$Z_1 = \left[1 - \frac{\delta' \cdot \gamma' + \xi^2}{2 \cdot (\gamma' + \xi)} \right] h_0 \quad (9 - 14)$$

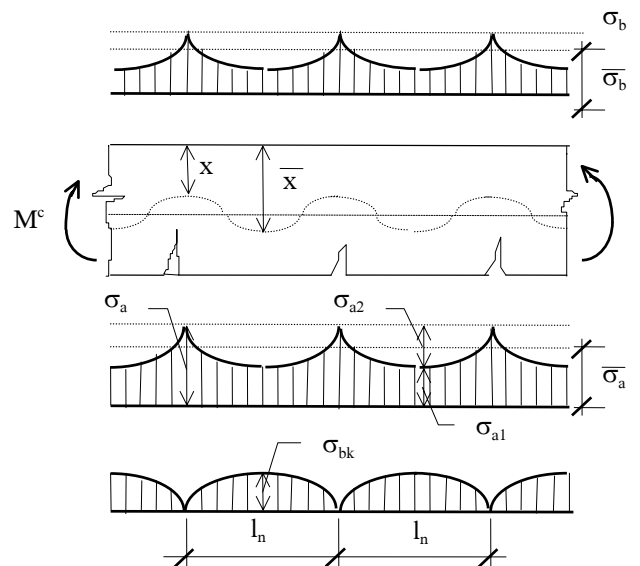
c) **Tính ψ_a :**

Ta có:
$$\psi_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_a}$$

Từ sơ đồ ứng suất bên đây, có thể biểu diễn:

$$\sigma_a = \sigma_a - \omega_k \cdot \sigma_{a2};$$

Trong đó: ω_k Hệ số điều chỉnh biểu đồ ứng suất trong cốt thép giữa 2 khe nứt.



Ta được:
$$\psi_a = 1 - \omega_k \cdot \frac{\sigma_{a2}}{\sigma_a}$$

Xét sự cân bằng giữa nội lực và ngoại lực ở trạng thái đang xét:

- Tại TD có khe nứt: $M^c = \sigma_a \cdot F_a \cdot Z_1$;
- Tại TD giữa 2 khe nứt: $M^c = M_a + M_b = \sigma_{a1} \cdot F_a \cdot Z + M_b$;

Suy ra: $\sigma_a \cdot F_a \cdot Z_1 = \sigma_{a1} \cdot F_a \cdot Z + M_b$;

Nếu lấy $M_b = \chi \cdot M_{bn}$, trong đó: (khi)

M_{bn} : mô men uốn do BT chịu được trước khi xuất hiện vết nứt $M_{bn} = R_{kc} \cdot W_{bn}$

W_{bn} : mô men kháng đàn hồi dẻo của tiết diện BT có xét đến biến dạng không đàn hồi của BT chịu kéo. Lấy Z_1

$$\approx Z \Rightarrow \sigma_{a2} \cdot F_a \cdot Z = M_b \Rightarrow \frac{\sigma_{a2}}{\sigma_a} = \frac{M_b}{M^c}$$

Ta được:
$$\omega_k \cdot \frac{\sigma_{a2}}{\sigma_a} = \omega_k \cdot \chi \cdot \frac{M_{bn}}{M^c} = \omega_{k\chi} \cdot \frac{M_{bn}}{M^c} \Rightarrow \psi_a = 1 - \omega_{k\chi} \cdot \frac{M_{bn}}{M^c} \quad (9 - 15)$$

Với $\omega_{k\chi} = 0.8$ đối với tải trọng tác dụng ngắn hạn.

$\omega_{k\chi} = 1.0$ đối với tải trọng tác dụng dài hạn.

* Tiêu chuẩn thiết kế cho phép dùng công thức thực nghiệm sau:

$$\psi_a = 1.25 - S \cdot \frac{R_{kc} W_n}{M^c} \leq 1 \quad (9 - 16)$$

Trong đó: S Hệ số phụ thuộc hình dạng mặt ngoài cốt thép và tải trọng tác dụng.

Tải trọng tác dụng ngắn hạn S = 1,1 thép gờ; S=1,0 thép trơn.

Tải trọng tác dụng dài hạn: S = 0,8 cho mọi loại thép.

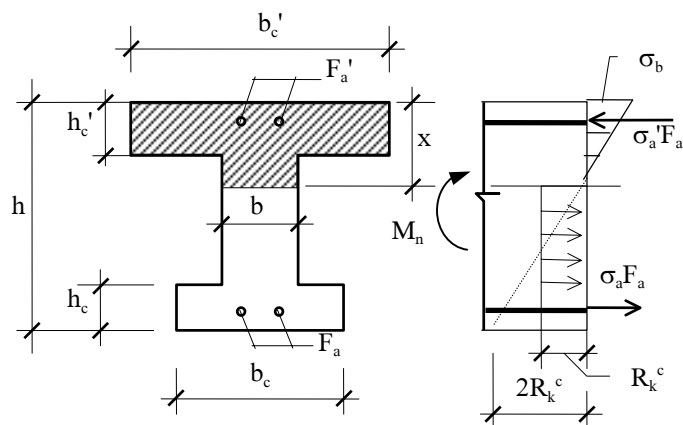
Khi tính ψ_a nếu $(R_{kc} \cdot W_n)/M^c > 1$ thì lấy bằng 1 để tính vì rằng cơ sở tính võng là giai đoạn II trạng thái US - BD, tức là khi miền BT chịu kéo đã có khe nứt.

R_{kc} : Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn của cốt thép.

* Tính W_n :

Ứng suất trên tiết diện khi sắp nứt như hình vẽ.

Ứng suất trong vùng BT chịu nén phân bố dạng hình tam giác có $\nu = 1$, vùng BT chịu kéo xem gần đúng hình chữ nhật có trị số bằng R_{kc} (do BT vùng kéo có biến dạng dẻo lớn, $\nu = 0,5$). Nếu kéo dài cạnh nghiêng hình tam giác vùng nén thì sẽ cắt mép ngoài chịu kéo 1 đoạn $2R_{kc}$).



Vậy ứng suất trong thớ BT chịu nén ngoài cùng (theo gthuyết TD phẳng)
$$\sigma_b = 2R_{kc} \cdot \frac{x}{h - x}$$

Từ phương trình cân bằng lực lên phương trục dầm ta có thể tìm được chiều cao vùng nén:

$$\xi = \frac{x}{h} = 1 - \frac{b \cdot h + 2 \cdot (1 - \delta_c') F_c' + 2 \cdot (1 - \delta') \cdot n \cdot F_a'}{2 F_{bqđ} - F_c} \quad (9 - 17)$$

Trong đó: $F_c' = (b_c' - b) \cdot h_c'$; $F_c = (b_c - b) \cdot h_c$; $\delta_c' = h_c' / 2h$; $\delta = a' / h$.

$F_{bqđ} = bh + F_c' + F_c + n \cdot (F_a + F_a')$.

Từ điều kiện cân bằng Mômen đối với trục song song và cách mép trên tiết diện 1 đoạn bằng $x/3$ rồi so sánh với biểu thức M_n trên ta được:

$$W_n = b \cdot (h - x) \cdot \left(\frac{h}{3} + \frac{x}{6} \right) + F_c \left(h - \frac{h_c}{2} - \frac{x}{3} \right) + \frac{2F_c' \cdot (x - 0,5h_c')}{h - x} \cdot \left(\frac{x}{3} - \frac{h_c'}{2} \right) +$$

$$+ 2.n.F_a \cdot \left(h_0 - \frac{x}{3} \right) + 2.n.F_a' \cdot \left(\frac{x-a'}{h-x} \right) \cdot \left(\frac{x}{3} - a' \right); \quad (9-18)$$

Đối với tiết diện chữ nhật đặt cốt đơn ($F_a' = 0$)

$$\xi = \frac{x}{h} = 1 - \frac{b.h}{2.(b.h + n.F_a)} = 1 - \frac{1}{2.(1 + n.\mu_1)}$$

Trong đó $\mu_1 = \frac{F_a}{b.h}$.

Vậy:
$$W_n = b.(h-x) \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{x}{6} \right) + 2.n.F_a \cdot \left(h_0 - \frac{x}{3} \right) \quad (7-19)$$

Trong tính toán thực tế có thể lấy gần đúng $\xi = 1/2$ thì

$$W_n = [0,292 + 0,75\gamma_1 + 0,15\gamma_1']b.h^2. \quad (7-20)$$

Trong đó: $\gamma_1 = \frac{(b_c - b).h_c + 2.n.F_a}{b.h}$; $\gamma_1' = \frac{(b_c' - b).h_c' + 2.n.F_a'}{b.h}$

Công thức gần đúng của W_n sai số không đáng kể khi $n.\mu_1 \leq 0,25$ và $\gamma_1' \leq 0,3$.

Khi tiết diện chữ nhật không đặt cốt thép thì $\xi = 1/2$, lúc đó W_n kí hiệu là :

$$W_{bn} = (7/24).b.h^2$$

(Tức Mômen kháng đàn hồi dẻo lớn hơn momen kháng đàn hồi 7/4 lần).

Cũng có thể xác định W_n từ mômen kháng đàn hồi W_0 :

$$W_n = \gamma.W_0. \quad (7-21)$$

Trong đó γ là hệ số kể đến biến dạng không đàn hồi của BT vùng kéo và phụ thuộc vào hình dáng tiết diện, trị số γ có bảng tra.

1.3. Tính độ võng của dầm:

a. Dầm đơn giản có tiết diện không đổi:

Khi xác định B ta đã có nhận xét là B phụ thuộc vào mômen do ngoại lực gây ra, do đó B sẽ thay đổi dọc theo trục dầm cùng với sự thay đổi của mômen.

Nhưng như vậy sẽ rất phức tạp nên tiêu chuẩn thiết kế cho phép coi dầm đơn giản có tiết diện không đổi có độ cứng không đổi và bằng độ cứng nhỏ nhất B_{min} . (Tức B theo tiết diện có M_{max}).

Thí dụ đối với dầm đơn nhịp l, chịu q phân bố đều:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q.l^4}{EJ} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_{max}^c}{B_{min}} .l^2;$$

Khi chịu tải trọng bất kỳ thì độ võng được biểu diễn theo công thức tổng quát:

$$f = \beta \cdot \left(\frac{1}{\rho} \right)_{max} .l^2 = \beta \cdot \frac{M_{max}^c}{B_{min}} .l^2; \quad (7-22)$$

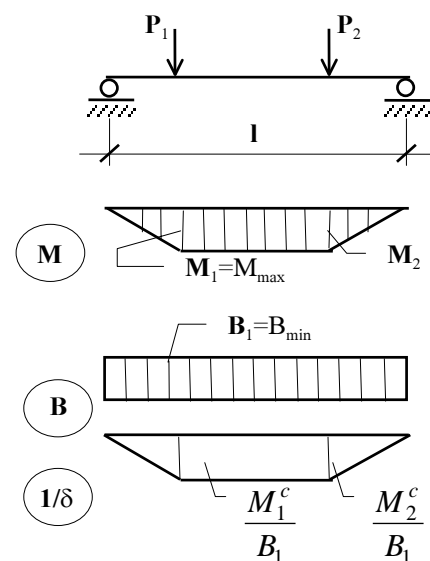
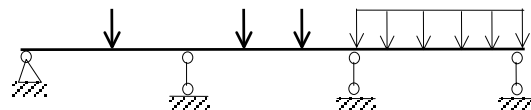
Trong đó β hệ số phụ thuộc vào sơ đồ dầm, dạng tải trọng.

b. Dầm liên tục:

Đối với dầm liên tục thì ta xem B không đổi trên từng đoạn có mômen cùng dấu và độ cứng được xác định theo mômen lớn nhất của đoạn dầm đó (lấy bằng độ cứng bé nhất).

Tương tự dầm đơn giản, trên mỗi đoạn dầm có mô men cùng dấu ta xem độ cong tỉ lệ với mô men:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_i^c}{B_{i_{min}}}$$



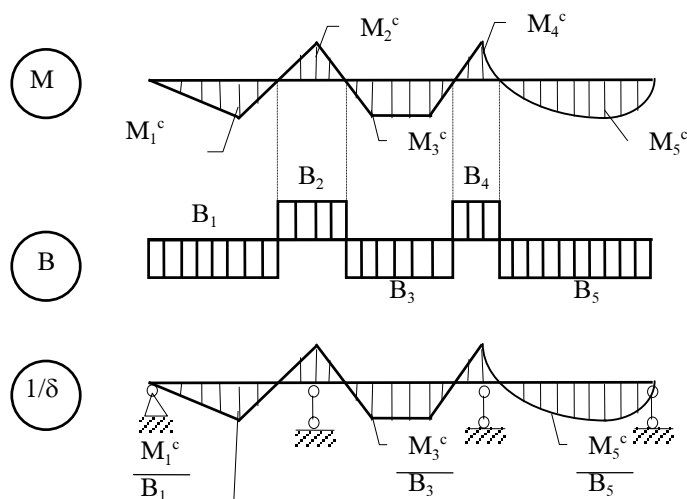
Công thức tổng quát để xác định độ võng của cầu kiện:

$$f = \int_0^1 \overline{M}(x) \cdot \frac{1}{\rho}(x) \cdot dx ; \quad (7 - 23)$$

Trong đó:

$\overline{M}(x)$: Mô men tại TD có tọa độ x do tải trọng đơn vị đặt tại TD cần tính độ võng.

$\frac{1}{\rho}(x)$: Độ cong toàn phần của cầu kiện tại TD có tọa độ x do tải trọng gây ra.



c. Độ võng toàn phần của dầm:

Theo tiêu chuẩn thiết kế, độ võng toàn phần của dầm chịu tải trọng tác dụng ngắn hạn và tải trọng tác dụng dài hạn được xác định theo công thức:

$$f = f_1 - f_2 + f_3. \quad (7 - 24)$$

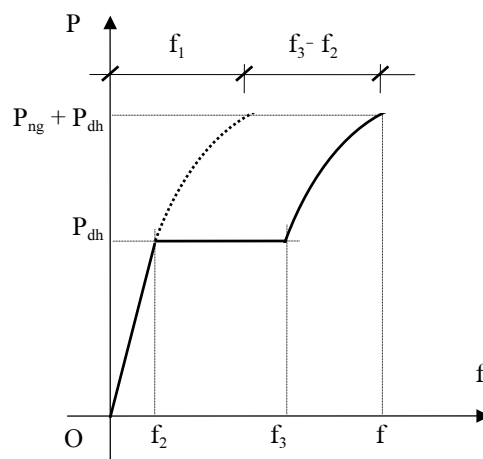
Trong đó:

- f_1 : Độ võng do tác dụng ngắn hạn của toàn bộ tải trọng.
- f_2 : Độ võng do tác dụng ngắn hạn của tải trọng dài hạn.
- f_3 : Độ võng do tác dụng dài hạn của tải trọng dài hạn.

(Chú ý khi tính f_1, f_2 các giá trị γ và ψ_a phải ứng với tính chất ngắn hạn của tải trọng còn f_3 thì γ và ψ_a ứng với tính chất dài hạn của tải trọng.)

Có thể giải thích công thức tính f bằng đồ thị.

Sau khi tính được f, tiêu chuẩn thiết kế còn yêu cầu điều chỉnh (tăng, giảm) để xét đến sự sai lệch do thi công và ảnh hưởng của lực cắt.



2. TÍNH BỀ RỘNG KHE NỨT

2.1. Khái niệm chung:

Trong thực tế chúng ta vẫn thường gặp vết nứt xuất hiện ở cầu kiện BTCT. Đối với cầu kiện được thi công theo đúng qui trình kỹ thuật (Được thi công một cách đúng đắn, được bảo dưỡng tốt khi chế tạo,...) thì hiện tượng nứt thường xảy ra do BT co ngót và tải trọng sử dụng. Các khe nứt do co ngót của BT thường không nguy hiểm lắm vì rất nhỏ. Khe nứt do tải trọng gây ra là cần phải chú ý bởi mức độ tác hại của nó. Khe nứt quá rộng làm BT không bảo vệ được cốt thép khỏi bị hủy hoại bởi không khí ẩm và môi trường ăn mòn, làm giảm khả năng chống thấm của các bể chứa, ống dẫn, v.v.. Ngoài ra khe nứt quá lộ liễu không những làm mất mỹ quan công trình mà còn gây ra mối nghi ngờ trong những người không chuyên môn về độ an toàn của kết cấu. Tuy nhiên không phải mọi khe nứt đều nguy hiểm. Qui phạm đã chia khả năng chống nứt của kết cấu ra 3 cấp tùy thuộc vào điều kiện làm việc của nó và loại cốt thép trong đó:

Cấp I: Không cho phép xuất hiện vết nứt.

Cấp II: Cho phép có vết nứt ngắn hạn với bề rộng hạn chế. Khi tải trọng ngắn hạn thôi tác dụng thì khe nứt phải được khép kín lại.

Cấp III: Cho phép nứt với bề rộng khe nứt hạn chế.

Để cho kết cấu BTCT không nứt thì tốt nhất là dùng BTCT ứng lực trước. Đối với BTCT thường cho dù tính toán không cho nứt nhưng vết nứt vẫn có thể xuất hiện do nhiều nguyên nhân gây ra.

Các ứng suất kéo trong bê tông do kéo dọc, mô men, lực cắt tạo ra các vết nứt khác nhau:

Với các cấu kiện chịu kéo sẽ bị nứt thẳng góc trên toàn bộ tiết diện ngang. Các vết nứt cách nhau khoảng 0.75 đến 2 lần bề rộng tiết diện. Nhiều vết nứt nhỏ sẽ xuất hiện ở lớp có cốt thép, các vết nứt này nối với nhau ở giữa tiết diện. Kết quả là bề rộng vết nứt tại vị trí hội tụ các vết nứt ở giữa chiều cao tiết diện sẽ lớn hơn.

Các cấu kiện chịu uốn có vết nứt trong vùng kéo. Các vết nứt này kéo dài gần như tới trục trung hoà. Với dầm có chiều cao tiết diện lớn các vết nứt ở vùng có cốt thép với cách khoảng tương đối gần bề rộng bé. Bề rộng vết nứt lớn ở chỗ giao nhau của các vết nứt ở giữa chiều cao tiết diện.

2.2. Tính bề rộng khe nứt thẳng góc:

a. Công thức tổng quát:

Tách một đoạn dầm nằm giữa 2 khe nứt. Bề rộng khe nứt tại vị trí cốt dọc được xác định từ điều kiện hình học sau:

Độ giãn dài của thớ BT ở ngang trọng tâm cốt dọc cộng với bề rộng khe nứt là bằng độ giãn dài của cốt dọc:

$$\overline{\varepsilon}_a \cdot l_n = a_n + \Delta_{bk}$$

Trong đó:

- $\overline{\varepsilon}_a$: Suất giãn trung bình của cốt dọc.
- l_n : Khoảng cách giữa 2 khe nứt.
- a_n : Bề rộng khe nứt.
- Δ_{bk} : Độ giãn của thớ BT ở ngang trọng tâm cốt dọc.

Vì độ giãn Δ_{bk} của BT chịu kéo rất bé so với độ giãn của cốt dọc có thể bỏ qua:

Vậy $a_n = \overline{\varepsilon}_a \cdot l_n$.

Thay $\overline{\varepsilon}_a = \frac{\sigma_a}{E_a} = \psi_a \cdot \frac{\sigma_a}{E_a}$ vào ta được:

$$a_n = \psi_a \cdot \frac{\sigma_a}{E_a} \cdot l_n \quad (7-25)$$

Trong đó:

- ψ_a : Xác định như khi tính võng.
- σ_a : Ứng suất trong cốt thép tại TD có khe nứt $\sigma_a = \frac{M_c}{F_a Z_1}$.
- M_c : Mômen do tải trọng tiêu chuẩn gây ra tại TD có khe nứt.
- Z_1 : Cánh tay đòn của nội ngẫu lực tại TD có khe nứt, xác định như khi tính võng.

Bề rộng khe nứt a_n sẽ lớn khi ứng suất trong cốt thép lớn và khoảng cách các khe nứt lớn.

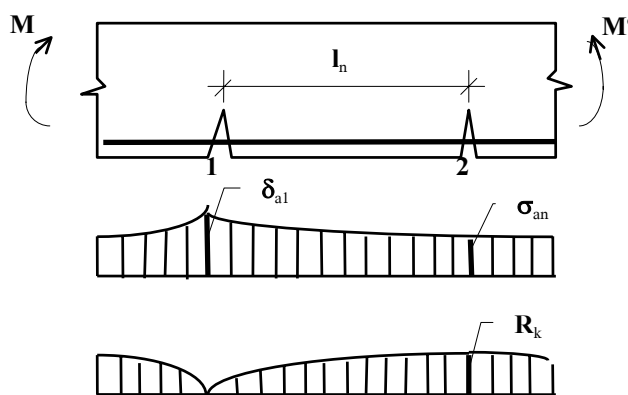
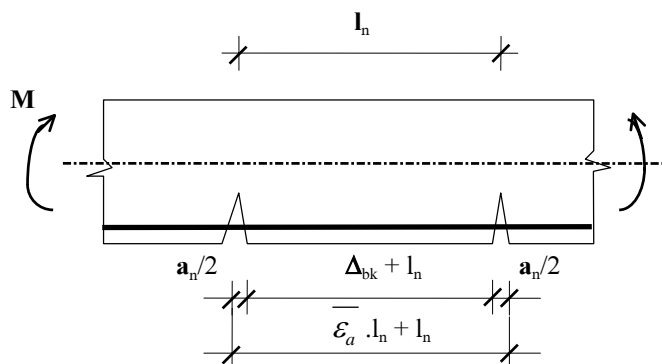
b. Khoảng cách giữa các khe nứt l_n :

Xét một đoạn dầm chịu uốn thuần túy với M tăng dần:

Khi ứng suất kéo trong BT đạt tới R_k thì khe nứt đầu tiên xuất hiện tại TD nào mà BT chịu kéo kém nhất. Thí dụ tại tiết diện (1) chẳng hạn. Tại TD có khe nứt ứng suất trong cốt thép σ_{a1} , ứng suất trong BT vùng kéo bằng không. Càng xa vết nứt do sự dính kết giữa BT và cốt thép BT tham gia chịu kéo và ứng suất trong BT tăng dần, đến TD mà ứng suất kéo trong BT đạt R_k sẽ xuất hiện khe nứt mới, thí dụ khe nứt (2). Khoảng cách từ TD có khe nứt đầu tiên (1) đến TD sắp xuất hiện khe nứt (2) là l_n .

Ứng suất trong cốt thép tại TD sắp nứt là σ_{an} :

$$\sigma_{an} = \varepsilon_a \cdot E_a = \varepsilon_{bk} \cdot E_a = \frac{R_k}{\varepsilon_{bk}} \cdot E_a = \frac{R_k}{\nu_k \cdot E_b} \cdot E_a$$



Sơ đồ ứng suất của cốt thép và BT sau khi xuất hiện khe nứt thứ nhất.

Khi BT sắp nứt thì $v_k = 0,5 \Rightarrow \sigma_{an} = \frac{R_k}{0.5} \cdot n = 2 \cdot n \cdot R_k$

Để xác định l_n ta xét điều kiện cân bằng của đoạn cốt thép giới hạn bởi 2 TD (1) & (2) :

Phương trình cân bằng: $\sigma_{a1} \cdot F_a = 2n \cdot R_k \cdot F_a + \tau \cdot s \cdot l_n$

Trong đó:

- τ : Ứng suất dính trung bình trên đoạn l_n .
- s : Chu vi cốt thép.

Rút ra:
$$l_n = \frac{(\sigma_{a1} - 2n \cdot R_k) \cdot F_a}{\tau \cdot s}; \quad (7 - 26)$$

Như vậy nếu cường độ kéo của BT lớn, lực dính giữa BT và cốt thép lớn, chu vi lớn thì khoảng cách hai khe nứt nhỏ, a_n nhỏ. Đối với những kết cấu cần hạn chế bề rộng khe nứt thì nên dùng cốt có gờ với đường kính nhỏ.

c. Tính bề rộng khe nứt thẳng góc theo tiêu chuẩn thiết kế:

Bề rộng của cấu kiện chịu uốn, chịu kéo trung tâm và chịu kéo nén lệch tâm được xác định theo công thức thực nghiệm:

$$a_n = k \cdot c \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_a}{E_a} \cdot (70 - 20p) \cdot \sqrt[3]{d}. \quad (7 - 27)$$

Trong đó:

- $k = 1$: Cấu kiện chịu uốn, nén lệch tâm.
- $k = 1,2$: Cấu kiện chịu kéo lệch tâm.
- c : hệ số xét đến tính chất tác dụng của tải trọng
 - $c = 1$: Tải trọng tác dụng ngắn hạn.
 - $c = 1,5$: Tải trọng tác dụng dài hạn và tải trọng rung động.
- η : hệ số xét đến tính chất bề mặt cốt thép.
 - $\eta = 1$: Thép gờ.
 - $\eta = 1,3$: Thép thanh tròn trơn.
 - $\eta = 1,4$: Thép sợi trơn.
 - $\eta = 1,2$: Thép sợi có gờ, dây bện.
- p : Tỷ số phần trăm của diện tích cốt chịu kéo với diện tích làm việc của BT nhưng phải ≤ 2 ;

Đối với cấu kiện chịu uốn, nén và kéo lệch tâm: $p = 100 \cdot \mu = 100 \cdot \frac{F_a}{b \cdot h_0}$

Đối với cấu kiện chịu kéo trung tâm: $p = 100 \cdot \mu = 100 \cdot \frac{F_a}{F}$

- d : Đường kính cốt dọc chịu kéo tính bằng mm, nếu chúng gồm nhiều loại đường kính khác nhau d_1, d_2, d_3, \dots với số lượng thanh tương ứng n_1, n_2, \dots thì dùng đường kính tương đương:

$$d = \frac{n \cdot d_1^2 + n_2 \cdot d_2^2 + \dots}{n \cdot d_1 + n_2 \cdot d_2 + \dots}$$

- σ_a, E_a : Ứng suất trong cốt thép chịu kéo tại TD có khe nứt và môđun đàn hồi của cốt thép đó.

$$\sigma_a = \frac{M^c}{Z_1 \cdot F_a} \quad \text{Đối với cấu kiện chịu uốn.}$$

$$\sigma_a = \frac{N^c}{F_{at}} \quad \text{Đối với cấu kiện chịu kéo trung tâm.}$$

Khi trên kết cấu có tải trọng tác dụng ngắn hạn và dài hạn thì bề rộng khe nứt toàn phần là

$$a_n = a_{n\text{ng}} + a_{n\text{dh}}$$

Trong đó: - $a_{n\text{ng}}$: Bề rộng khe nứt do phần tải trọng ngắn hạn (Được tính với $c = 1$ và σ_a do tải trọng ngắn hạn gây ra).

- $a_{n\text{dh}}$: Bề rộng khe nứt do phần tải trọng dài hạn (Tính với $c = 1,5$ và σ_a do tải trọng dài hạn gây ra).

GIÁO TRÌNH

KẾT CẤU BÊ TÔNG CỘT THÉP

PHẦN KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP

CHƯƠNG I NHỮNG VẤN ĐỀ CƠ BẢN VỀ KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP

I. MỞ ĐẦU

1. Thực chất của bê tông cốt thép

1.1. Một số khái niệm

- Bê tông cốt thép là một loại vật liệu xây dựng phức hợp do bê tông và cốt thép cùng nhau làm việc để chịu lực.

- Riêng bê tông đã là vật liệu xây dựng phức hợp bao gồm cốt liệu (cát, đá, sỏi...) và chất kết dính (ximăng) kết lại với nhau thành một loại đá nhân tạo. Về mặt chịu lực, bê tông chịu nén tốt hơn chịu kéo từ 8 – 15 lần.

- Cốt thép chịu nén và chịu kéo đều tốt và tốt hơn bê tông nhiều lần.

- Nếu cấu kiện chỉ dùng bê tông thì khi cấu kiện chịu uốn, sự chịu lực sẽ không hợp lý; vùng chịu kéo bị phá hoại khi tải trọng còn rất nhỏ, trong khi vùng chịu nén vẫn còn khả năng chịu lực nhiều hơn nữa.

- Việc đặt cốt thép trong cấu kiện bê tông tạo thành cấu kiện BTCT có khả năng chịu lực lớn hơn nhiều cấu kiện bê tông. Mặt khác, sự chịu lực cũng hợp lý bởi vùng chịu kéo đã có cốt thép chịu phần ứng suất kéo.

1.2. Vị trí cốt thép trong bê tông cốt thép.

Việc đặt cốt thép trong bê tông nhằm tăng khả năng chịu lực của kết cấu: Cốt thép có nhiệm vụ cùng chịu lực với bê tông và chịu phần lực mà bê tông không chịu hết.

- Bê tông chịu kéo kém nên cốt thép thường được đặt ở vùng chịu kéo của kết cấu BTCT.

- Cốt thép chịu kéo và chịu nén đều tốt và tốt hơn bê tông nhiều lần, cho nên để tăng cường khả năng chịu lực chung của kết cấu, người ta cũng đặt cốt thép cho kết cấu chịu nén và trong vùng chịu nén của kết cấu chịu uốn.

- Điều kiện để tính toán và đặt cốt thép trong bê tông: ứng với nội lực lớn nhất (có thể xảy ra) thì bê tông và cốt thép đều phát huy hết khả năng chịu lực.

1.3. Nguyên nhân để bê tông và cốt thép cùng làm việc.

- Khi bê tông ninh kết xong sẽ bám chặt vào cốt thép. Khi có lực tác dụng, bê tông và cốt thép cùng biến dạng và không bị trượt tương đối với nhau, do đó truyền được lực sang nhau (cùng làm việc). Lực dính giữa bê tông và cốt thép còn làm hạn chế sự nứt của bê tông trong kết cấu BTCT... Do đó người ta luôn tìm mọi cách để tăng cường lực dính này.

- Giữa bê tông và cốt thép không xảy ra phản ứng hoá học, bê tông còn bao quanh cốt thép, bảo vệ cho cốt thép khỏi các yếu tố xâm thực từ bên ngoài. Muốn vậy, khi thi công BTCT cần làm đúng các yêu cầu kỹ thuật, cốt liệu phải sạch, trộn đều, đúc đầm chặt, bảo dưỡng kỹ, cốt thép sạch, dùng phụ gia phải có cân nhắc.

- Hệ số giãn nở vì nhiệt của bê tông và của cốt thép xấp xỉ nhau, bê tông dẫn nhiệt kém. Do đó, khi nhiệt độ thay đổi ở phạm vi nhỏ (dưới 100⁰C) trong kết cấu không xuất

hiện nội ứng suất đáng kể, không làm phá hoại lực dính giữa bê tông và cốt thép.

2. Nhận xét về bê tông cốt thép

2.1. Ưu điểm

- Chịu lực tốt hơn kết cấu gạch đá.
- Có độ bền cao, ít tốn công bảo dưỡng và sửa chữa.
- Chịu lửa tốt hơn kết cấu thép và kết cấu gỗ.
- Có khả năng sử dụng các loại vật liệu địa phương (cát, đá, sỏi ...) với khối lượng lớn nên giá thành thấp hơn kết cấu thép.
- Có thể tạo nhiều hình dáng phức tạp theo yêu cầu của thiết kế.

2.2. Nhược điểm

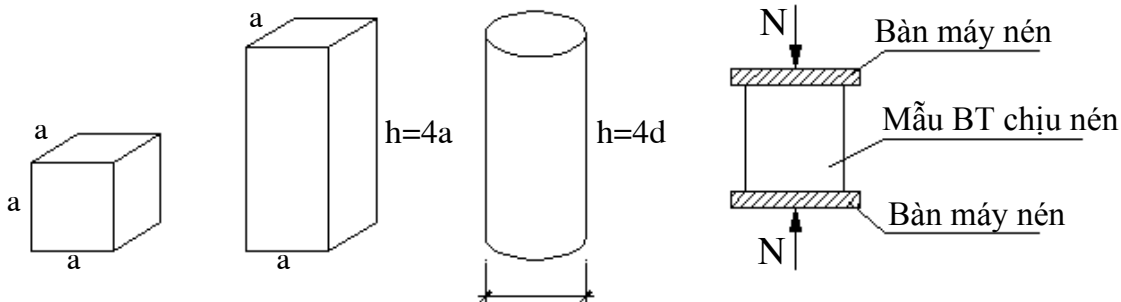
- Trọng lượng bản thân của bê tông lớn nên khó làm được những kết cấu có nhịp lớn.
- BTCT thường có khe nứt làm giảm khả năng chống thấm, giảm khả năng bảo vệ cốt thép.
- Khi thi công BTCT toàn khối phức tạp, tốn thời gian và phụ thuộc vào thời tiết.

II. TÍNH CHẤT CƠ HỌC CỦA BÊ TÔNG CỐT THÉP

1. Tính chất cơ học của bê tông

1.1. Cường độ của bê tông

a) Cường độ chịu nén (R_n): được xác định theo thí nghiệm.



Mẫu thí nghiệm: có dạng hình khối vuông hoặc hình lăng trụ (như hình 1.1)

d

Hình 1.1: Mẫu bê tông chịu nén và thí nghiệm nén mẫu

Mẫu bê tông được thí nghiệm ở máy chuyên dụng, trình tự thí nghiệm được tiến hành theo quy trình và quy phạm.

Gọi giá trị lực nén làm phá hoại mẫu là N_p ; gọi diện tích tiết diện ngang của mẫu nén

là F. Cường độ chịu nén của bê tông là:

$$R_n = \frac{N_p}{F} \quad (1-1)$$

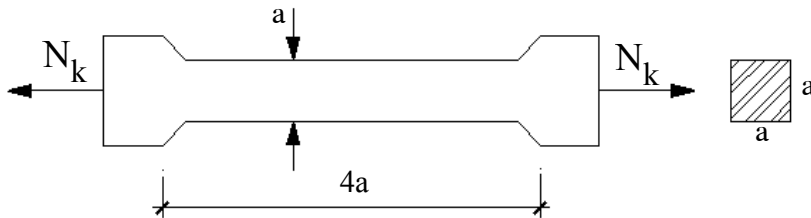
b) *Cường độ chịu kéo (R_k)*: được xác định theo thí nghiệm.

Thông thường người ta xác định cường độ chịu kéo của bê tông theo hai cách:

* Xác định theo mẫu chịu kéo: mẫu thí nghiệm có tiết diện hình vuông, dạng như hình vẽ (hình 1.2)

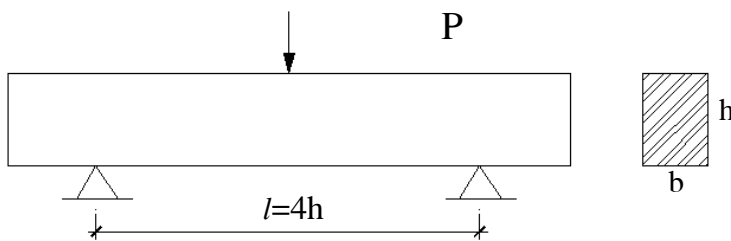
Gọi giá trị lực kéo làm phá hoại mẫu là N_k ; gọi diện tích tiết diện ngang của mẫu kéo là F. Cường độ chịu kéo của bê tông là:

$$R_k = \frac{N_k}{F} \quad (1-2)$$



Hình 1.2: Thí nghiệm xác định cường độ chịu kéo của bê tông theo mẫu chịu kéo

* Mẫu chịu uốn: Có tiết diện hình chữ nhật, dạng như hình vẽ (hình 1.3)



Hình 1.3: Thí nghiệm xác định cường độ chịu kéo của bê tông theo mẫu chịu uốn

Gọi giá trị mô men làm phá hoại mẫu là M; gọi kích thước tiết diện ngang của mẫu uốn là $b \times h$ với b là bề rộng, h là bề cao. Cường độ chịu kéo của bê tông là:

$$R_k = \frac{3,5M}{b \cdot h^2} \quad (1-3)$$

c) *Mác bê tông*:

Mác bê tông là chỉ số biểu thị chỉ tiêu chất lượng cơ bản của bê tông.

Theo tính chất và nhiệm vụ của kết cấu, người ta phân ra 3 loại mác bê tông: Mác theo cường độ chịu nén, mác theo cường độ chịu kéo, mác theo khả năng chống thấm .

- Mác theo cường độ chịu nén (ký hiệu M) là trị số cường độ nén tính theo daN/cm² của mẫu bê tông chuẩn khối vuông có cạnh là 15cm được chế tạo, dưỡng hộ và thí nghiệm theo tiêu chuẩn nhà nước. Bê tông nặng có mác chịu nén: M100, M150, M200, M250, M300, M350, M400, M500, M600. Trong kết cấu BTCT phải dùng bê tông mác

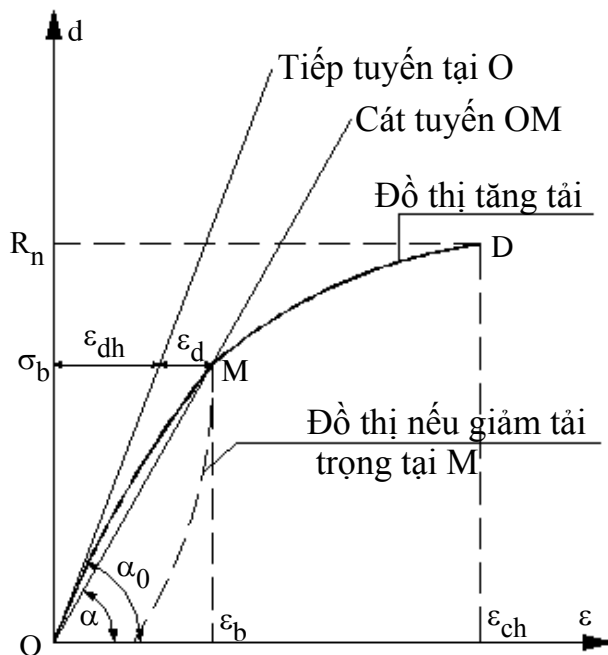
không thấp hơn M150.

- Mác theo cường độ chịu kéo (ký hiệu K) là con số lấy bằng trị số cường độ chịu kéo tính ra daN/cm² của mẫu thử tiêu chuẩn. Bê tông nặng có mác chịu kéo: K10, K15, K20, K25, K30, K40.

- Mác theo khả năng chống thấm (ký hiệu T) lấy bằng áp suất lớn nhất (atm) mà mẫu chịu được để nước không thấm qua. Bê tông có mác chống thấm : T2, T4, T6, T8, T10, T12.

1.2. Biến dạng của bê tông

a) Biến dạng do tải trọng tác dụng ngắn hạn.



Hình 1.4: Biểu đồ quan hệ $\sigma - \epsilon$

Làm thí nghiệm nén mẫu bê tông hình lăng trụ, đo và lập quan hệ giữa ứng suất và biến dạng, người ta vẽ được đồ thị là đường cong (hình 1.4). Điểm D trên đồ thị ứng với thời điểm mẫu bị phá hoại, lúc đó ứng suất nén đạt đến R_n và biến dạng đạt đến cực hạn ϵ_{ch} .

Khi gia tải đến một mức nào đó (ứng suất và biến dạng tương ứng $\sigma_b; \epsilon_b$) rồi giảm tải, biến dạng của bê tông không được phục hồi hoàn toàn, chứng tỏ bê tông là vật liệu vừa có tính đàn hồi vừa có tính dẻo.

Gọi ϵ_b : Biến dạng toàn phần của bê tông.

ϵ_{dh} : Phần biến dạng đàn hồi

ϵ_d : Phần biến dạng dẻo

ν : Hệ số đàn hồi của bê tông

Ta có: $\epsilon_b = \epsilon_{dh} + \epsilon_d$; $\nu = \epsilon_{dh} / \epsilon_d$

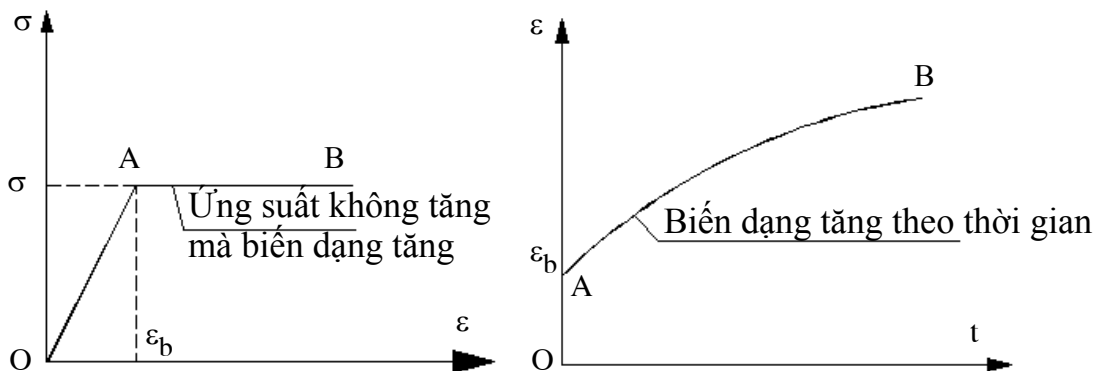
Môđun biến dạng toàn phần của bê tông là: $E'_b = \frac{\sigma_b}{\epsilon_b} = \frac{\sigma_b}{\epsilon_{dh} + \epsilon_d} = \text{tg} \alpha$

Ứng với mỗi điểm M khác nhau trên đồ thị sẽ có cát tuyến khác nhau, do đó góc α khác nhau, chứng tỏ E'_b là hàm số của α biến đổi theo tải trọng.

Môđun biến dạng đàn hồi khi nén của bê tông $E_b = \frac{\sigma_b}{\varepsilon_{dh}} = \text{tg}\alpha_0$;

α_0 là góc tiếp tuyến tại O của đồ thị tăng tải trọng so với trục ε , góc α_0 không thay đổi cho nên $E_b = \text{tg}\alpha_0 = \text{const}$.

b) *Biến dạng do tải trọng tác dụng dài hạn (từ biến)*



Khi tải trọng đặt lâu dài, biến dạng của bê tông tăng dần theo thời gian, lúc đầu tăng nhanh, sau tăng chậm lại, trong khi ứng suất không thay đổi, hiện tượng này gọi là từ biến.

Hình 1.5: Biểu đồ về sự từ biến của bê tông

- Từ biến có tác hại: làm tăng độ võng và mở rộng khe nứt với cấu kiện chịu uốn; làm tăng sự uốn dọc trong cấu kiện chịu nén; làm tổn hao ứng suất trong cấu kiện ứng suất trước.

- Muốn hạn chế từ biến cần phải: Để bê tông già tuổi mới cho chịu lực, hạn chế lượng xi măng và hạn chế tỷ lệ N/X khi đúc bê tông...

2. Cốt thép dùng làm BTCT

2.1. Thành phần hoá học của thép:

Thép dùng trong xây dựng chủ yếu là loại thép than thấp – hàm lượng cacbon (C) trong thép nhỏ hơn 0,22%. Thép than thấp có thành phần chủ yếu là sắt, ngoài ra còn có một số thành phần hoá học khác như Mn, Si, Ni, Cr, P, N, ...

Các kí hiệu thép hay dùng của Liên Xô (cũ): CT₀, CT₁, CT₂, CT₃, CT₄, CT₅ ... Loại CT₀ không dùng trong xây dựng. Loại CT₁, CT₂ chủ yếu dùng làm đỉnh tán vì cường độ thấp (giới hạn chảy $s_c=21\text{KN/cm}^2$) và biến dạng lớn ($\varepsilon=22\%$). Loại CT₃ dùng phổ biến trong xây dựng, có giới hạn chảy $\sigma_c=24\text{KN/cm}^2$, biến dạng tương đối $\varepsilon=22\%$ và độ dai xung kích chống va chạm $\alpha=0,08\text{KN/cm}^2$, dễ gia công, dễ hàn.

2.2. Tính chất cơ học của thép:

Cốt thép có tính đồng nhất cao, đàn hồi, chịu nén và chịu kéo đều tốt và tốt hơn bê tông nhiều lần.

Cường độ của cốt thép rất cao và ký hiệu như sau:

R_a : Cường độ chịu kéo của cốt thép

R_a' : Cường độ chịu nén của cốt thép

R_{ax} : Cường độ chịu kéo của cốt thép khi tính toán BTCT chịu lực cắt.

2.2. Phân loại cốt thép: có nhiều cách phân loại.

* Phân loại cốt thép theo nhóm: Theo TCVN 1651- 85 dựa vào tính chất cơ học, phân loại cốt thép thành 4 nhóm C-I; C-II; C-III; C-IV.

Thép nhóm C-I có tính dẻo hơn các nhóm kia và được chế tạo sẵn thành các thanh tròn trơn đường kính 6mm đến 40mm.

Thép nhóm C-II; C-III; C-IV được chế tạo sẵn thành các thanh thép có gờ (gai, gờ, xoắn), đường kính trung bình của thanh thép nhóm này từ 10mm đến 40mm.

Thép nhập từ các nước Đông Âu có các nhóm A-I, A-II, A-III, A-IV.

* Theo hình dáng tiết diện thanh: có thép hình và thép tròn.

- Thép hình: Các thanh thép có hình L, I, U chế tạo sẵn từ nhà máy.
- Cốt thép tròn: Các thanh thép tiết diện tròn (có gờ hoặc tròn trơn)

* Theo độ cứng: Có cốt thép mềm và cốt thép cứng.

- Cốt thép mềm là cốt thép mà khi gia công có thể uốn được, nó thường là thép tròn có đường kính $d \leq 40\text{mm}$.

- Cốt thép cứng là cốt thép mà khi gia công không thể uốn được, nó thường là thép hình và thép tròn có đường kính $d > 40\text{mm}$.

* Theo cường độ: Có cốt thép thường và cốt thép cường độ cao.

- Cốt thép thường: có cường độ $R_a \leq 60\text{KN/cm}^2$.
- Cốt thép cường độ cao: có $R_a > 60\text{KN/cm}^2$.

* Theo chiều dài thép: Có thép thanh và thép sợi.

- Thép thanh thường là thép hình và thép tròn có $d \geq 10\text{mm}$, nó được chế tạo sẵn thành các thanh thẳng dài 6-12m.

- Thép sợi là thép tròn $d < 10\text{mm}$, thép này thường được chế tạo thành sợi dài và cuộn thành cuộn tròn nhiều vòng.

2.3. Neo, uốn, nối cốt thép

* Móc neo: Để cho khi chịu lực, cốt thép không bị trượt trong bê tông, ở đầu các thanh thép tròn trơn phải uốn móc neo. Móc neo có hình bán nguyệt (như hình 1.6). Gọi đường kính của thanh thép bị uốn là d thì chiều dài đoạn thép để uốn móc neo lấy là $6,25d$ nếu uốn bằng thủ công và lấy bằng $3,25d$ nếu uốn bằng máy.

Hình 1.6: Móc neo và uốn cốt thép.

* Uốn cốt thép: Ở những chỗ thép bị uốn cong, khi làm việc, lực trong cốt thép sẽ ép vào bê tông, để lực ép này phân ra khoảng rộng cho bê tông đủ chịu lực, người ta phải uốn cốt thép sao cho chỗ uốn có bán kính cong $r \geq 10d$.

* Nối cốt thép: Thép không đủ chiều dài theo thiết kế thì phải nối, có thể nối bằng hàn hoặc nối buộc.

- Nối hàn: Hai thanh cốt thép được nối với nhau bằng mối hàn. Có thể hàn chồng hoặc dùng tấm lót hình lòng máng. Việc thiết kế mối hàn này phải có tính toán (học ở môn KCXD2-phần kết cấu thép), hoặc cấu tạo theo qui định trong TCVN.

- Nối buộc: Đặt hai đầu thanh cốt thép chồng lên nhau một đoạn là l_{neo} , rồi dùng sợi thép nhỏ buộc lại. Kiểu nối buộc không tốt lắm cho nên không được dùng với các thanh thép có đường kính $d \geq 32mm$ và với kết cấu thép thẳng chịu kéo đúng tâm.

Chiều dài neo:
$$l_{neo} \geq (m_{neo} \cdot \frac{R_a}{R_n} + \lambda)d \tag{1-4}$$

Trong đó: d : Đường kính của thanh thép.

R_n : Cường độ chịu nén của bê tông.

R_a : Cường độ chịu kéo của thanh thép.

m_{neo} và λ : Hệ số lấy theo bảng sau:

Điều kiện làm việc của cốt thép	Hệ số m_{neo}		λ	l_{neo} không bé hơn	3. Bê tông cốt thép 3.1 Lực dính giữa BT và cốt thép
	Với CT có gờ	Với CT tròn trơn			
1. Neo cốt thép chịu kéo trong vùng BT chịu kéo.	0,7	1,2	11	25d và 250	
2. Neo cốt thép chịu nén hoặc chịu kéo trong vùng BT chịu nén.	0,5	0,8	8	15d và 200	
3. Mối nối chồng trong vùng kéo.	0,9	1,15	11	30d và 250	
4. Mối nối chồng trong vùng nén.	0,65	1	8	15d và 200	

- Lực dính là yếu tố cơ bản để bê tông và cốt thép cùng làm việc. Lực dính được tạo nên do keo xi măng bám chặt vào thép, do ma sát giữa thép với bê tông.

- Lực dính phân bố ở bề mặt của thanh cốt thép nhưng sự phân bố không đồng đều.

- Để đảm bảo sự dính giữa thép và bê tông, làm cho khi chịu lực thanh thép không bị tuột ra khỏi bê tông thì chiều dài đoạn thép neo $l \geq l_{neo}$; l_{neo} tính theo công thức (1-4).

- Để tăng cường lực dính giữa thép và bê tông, người ta làm các thanh cốt thép có bề mặt không nhẵn (có gờ, dập lõm...).

3.2 Ảnh hưởng của cốt thép đến co ngót và từ biến của cấu kiện BTCT

- Về co ngót: khi bê tông ninh kết, xảy ra hiện tượng co ngót. Trong khi đó thép đã

cứng và không bị co ngót, nó làm hạn chế sự co ngót của bê tông. Kết quả là cốt thép bị ép lại, còn bê tông bị căng ra, trong bê tông có ứng suất kéo. Nếu ứng suất do co ngót lớn thì bê tông sẽ bị nứt.

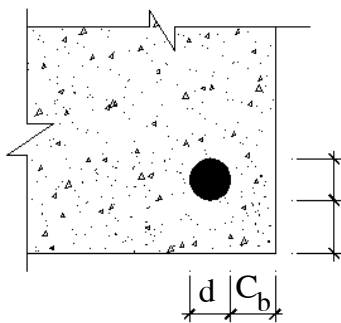
- Về từ biến: Cốt thép làm giảm sự từ biến của bê tông, kết quả là từ biến trong BTCT nhỏ hơn sự từ biến trong bê tông không cốt thép từ $1,5 \div 2$ lần.

3.3 Lớp bê tông bảo vệ cốt thép

- Cốt thép phải nằm trong bê tông (không được hở ra ngoài). Lớp bê tông bảo vệ cốt thép là phần BT tính từ mép ngoài của cấu kiện đến mặt ngoài gần nhất của thanh cốt thép.

- Tác dụng của lớp bê tông bảo vệ: Bảo vệ cho cốt thép khỏi bị xâm thực từ bên ngoài vào.

- Chiều dày của lớp bê tông bảo vệ (ký hiệu C_b) lấy không nhỏ hơn đường kính của thanh cốt thép và không được nhỏ hơn các giới hạn cho theo qui định trong TCVN.



Đối với cốt thép chịu lực:

$C_b \geq 10\text{mm}$ với bản có chiều dày dưới 100mm

$C_b \geq 15\text{mm}$ với bản có chiều dày trên 100mm và với cột hoặc dầm có chiều cao tiết diện dưới 250mm

$C_b \geq 20\text{mm}$ với cột và dầm sàn có chiều cao tiết diện 250mm trở lên.

Hình 1-7: Lớp bê tông bảo vệ

$C_b \geq 30\text{mm}$ với dầm móng và với móng lắp ghép.

$C_b \geq 35\text{mm}$ với móng đúc tại chỗ có lớp BT lót.

$C_b \geq 70\text{mm}$ với móng đúc tại chỗ không có lớp BT lót.

Lớp bê tông bảo vệ cho cốt đai, cốt phân bố và cốt cấu tạo: không được nhỏ hơn đường kính thanh cốt thép và không được nhỏ hơn 10mm khi chiều cao của tiết diện nhỏ hơn 250, không được nhỏ hơn 15mm khi chiều cao của tiết diện từ 250mm trở lên.

Đầu mút của thanh thép chịu lực phải cách đầu mút của cấu kiện một khoảng không nhỏ hơn trị số C_m . Lấy C_m như sau:

$C_m \geq 10\text{mm}$ với tấm đan và panen lắp ghép.

$C_m \geq 15\text{mm}$ với các loại dầm và cột lắp ghép.

$C_m \geq 15\text{mm}$ với cấu kiện BT đúc toàn khối dùng thép có đường kính $d \leq 30\text{mm}$.

$C_m \geq 20\text{mm}$ với cấu kiện BT đúc toàn khối dùng thép có đường kính $d > 30\text{mm}$.

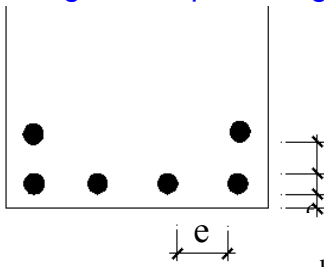
e'

3.4 Khoảng hở giữa các thanh cốt thép

e'

e'

e'



Hình 1.8: Khoảng hở gi

- Xung quanh thanh thép phải có lớp bê tông đủ dày để đảm bảo sự truyền lực qua lại giữa thép và bê tông. Mặt khác giữa các thanh cốt thép phải có khoảng hở để khi thi công vữa BT đi vào mọi chỗ trong cấu kiện.

- Khi đúc bê tông toàn khối theo phương đứng, khoảng cách hở giữa các thanh cốt thép không được nhỏ hơn 50mm

- Khi đúc bê tông theo phương ngang: Khoảng cách hở giữa các thanh cốt thép đặt ở phía trên là e' thì yêu cầu $e' \geq 30$ và $e' \geq d$ (d: đường kính thanh thép). Khoảng cách hở giữa các thanh thép đặt ở phía bên dưới là e , yêu cầu $e \geq 25$ mm và $e \geq d$.

III. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN KẾT CẤU BTCT.

Lý thuyết tính toán kết cấu BTCT đã trải qua nhiều giai đoạn và có nhiều phương pháp tính khác nhau. Hiện nay chúng ta áp dụng phương pháp tính toán theo trạng thái giới hạn. Đó là phương pháp tính mới nhất, chặt chẽ nhất và hợp lý nhất.

1. Phương pháp tính toán BTCT theo trạng thái giới hạn

1.1. Các trạng thái giới hạn

- Cho kết cấu chịu tải trọng tăng dần, nghiên cứu quá trình làm việc của nó, thấy có một thời điểm mà từ đó trở đi kết cấu không còn thoả mãn yêu cầu đề ra cho nó. Kết cấu ở thời điểm đó gọi là kết cấu ở trạng thái giới hạn.

- Kết cấu BTCT được tính theo nhóm trạng thái giới hạn: về khả năng chịu lực và điều kiện sử dụng bình thường.

1.2. Trạng thái giới hạn thứ nhất: Về khả năng chịu lực.

- Trạng thái giới hạn thứ nhất ứng với thời điểm kết cấu không thể chịu thêm lực được nữa vì bị phá hoại, bị mất ổn định hoặc bị hỏng do mỏi....

- Tính toán theo trạng thái giới hạn thứ nhất dựa vào điều kiện:

$$T \leq T_{td}$$

T: Nội lực bất lợi nhất có thể phát sinh trong kết cấu do tải trọng tính toán và các tác động khác gây ra.

T_{td} : Giá trị bé nhất về khả năng chịu lực của tiết diện.

1.3. Trạng thái giới hạn thứ hai: Về điều kiện sử dụng bình thường.

- Để đảm bảo điều kiện sử dụng bình thường cần hạn chế sự biến dạng, độ nứt và độ dao động của kết cấu.

- Kiểm tra về biến dạng theo điều kiện: $f \leq f_{gh}$

Trong đó:

f: Biến dạng của kết cấu (độ võng, góc xoay, độ dao động) do tải trọng tiêu chuẩn gây ra.

f_{gh} : Trị số giới hạn của biến dạng, lấy theo qui định riêng cho từng loại kết cấu.

- Kiểm tra về độ mở rộng khe nứt theo điều kiện: $a_n \leq a_{gh}$

Trong đó:

a_n : Bề rộng khe nứt của bê tông ở ngang mức cốt thép chịu kéo.

a_{gh} : Bề rộng giới hạn của khe nứt, lấy theo qui định riêng cho từng loại kết cấu.

- Với những kết cấu không cho xuất hiện vết nứt, khi tính toán kiểm tra theo điều kiện:

$$T_c \leq T_n$$

Trong đó:

T_c : Nội lực phát sinh trong kết cấu do tải trọng gây ra.

T_n : Khả năng chống nứt của kết cấu (lúc này trong kết cấu có $\sigma_k \leq R_k$)

2. Tải trọng tác dụng vào kết cấu

- Tải trọng tác dụng lên công trình được tính dựa vào sự phân tích thực tế và dựa vào qui phạm

- Trong điều kiện sử dụng bình thường, kết cấu phải chịu một số tải trọng theo qui định gọi là tải trọng tiêu chuẩn như g_{tc} , p_{tc} , P_{tc} ...

- Do nhiều nguyên nhân ngẫu nhiên, tải trọng thực tế khác với tải trọng tiêu chuẩn. Cho nên khi tính toán ở trạng thái giới hạn thứ nhất người ta kể đến sự khác nhau ấy bằng hệ số vượt tải (kí hiệu là n)

- Tải trọng tính toán bằng tải trọng tiêu chuẩn nhân với hệ số vượt tải:

$$g = n \cdot g_{tc}; \quad p = n \cdot p_{tc}; \quad P = n \cdot P_{tc}$$

Trị số của hệ số vượt tải n lấy tùy theo từng loại tải trọng.

+ Với tải trọng thường xuyên: $n = 1,1 \div 1,3$

+ Với tải trọng tạm thời: $n = 1,2 \div 1,4$

+ Với tải trọng thường xuyên, nếu tải trọng giảm mà độ an toàn của kết cấu giảm thì lấy $n = 0,8 \div 0,9$.

3. Cường độ của vật liệu.

- Khi thí nghiệm nhiều mẫu vật liệu (n mẫu) người ta xác định cường độ trung bình

của loại vật liệu đó theo công thức:

$$R_{tc} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_i$$

Bằng lý luận xác suất thống kê suy ra cường độ chuẩn của vật liệu R^{tc} .

- Khi tính toán dùng trị số cường độ tính toán: $R = \frac{R^{tc}}{k} \cdot m$

Trong đó:

k : hệ số an toàn về cường độ của vật liệu.

m : hệ số điều kiện làm việc của vật liệu, kể đến các nhân tố có thể làm cho vật

liệu làm việc tốt hơn hoặc xấu hơn mức bình thường.

+ Đối với bê tông: Cường độ tính toán chưa kể đến hệ số m được gọi là cường độ tính toán gốc (tra ở bảng số 1- Phụ lục). Còn hệ số m sẽ được lấy theo qui định (bảng 2 - PL)

+ Với cốt thép: Tùy theo nhóm thép sẽ có cường độ tính toán khác nhau (bảng 3 và bảng 4 của phụ lục)

CHƯƠNG II TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU UỐN THEO CƯỜNG ĐỘ

I. ĐẶC ĐIỂM CẤU TẠO

Về mặt nội lực: Trong cấu kiện chịu uốn có mô men uốn (M) và lực cắt (Q)

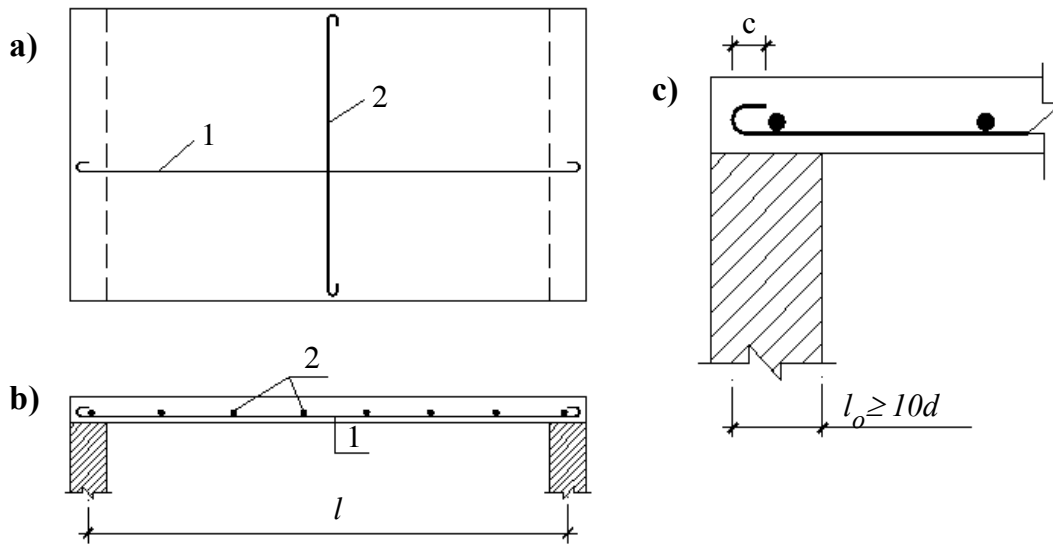
Về mặt hình dáng cấu kiện chịu uốn: có bản và dầm

1. Cấu tạo của bản.

- Về hình dáng: Bản là tấm phẳng có chiều dày rất nhỏ so với chiều dài và chiều rộng.

Nếu gọi nhịp của bản là l thì chiều dày của bản là $h \approx \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{35}\right)l$. Với nhà dân dụng thường có $h=60 \div 100\text{mm}$. Chiều dày h thường được xác định theo khả năng chịu lực và điều kiện sử dụng bình thường.

- Về cốt thép: trong bản chủ yếu có 2 loại: Cốt chịu lực và cốt phân bố (hình vẽ 2.1)



Hình 2.1: Sơ đồ bố trí cốt thép trong bản
a) Mặt bằng,
b) Mặt cắt,

c) Cấu tạo tại gối tựa.

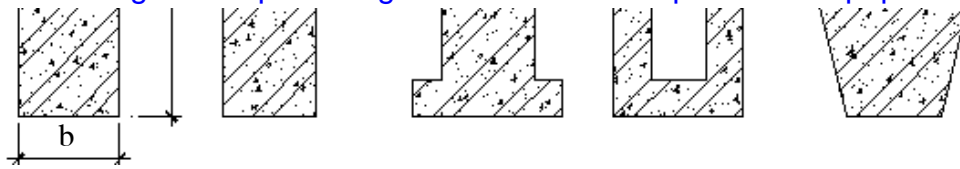
1. Cốt thép chịu lực, 2. Cốt thép phân bố.

+ Cốt thép chịu lực thường dùng loại C-I và A-I có đường kính từ $6 \div 12\text{mm}$, đặt trong miền chịu kéo của tiết diện, nằm dọc theo phương có ứng suất kéo. Số lượng thanh, đường kính thanh và khoảng cách giữa các thanh lấy theo kết quả tính toán. Khoảng cách giữa các thanh thép chịu lực lấy không quá 200mm khi chiều dày bản $h \leq 150\text{mm}$, không quá $1.5h$ khi $h > 150\text{mm}$; đồng thời lấy không nhỏ hơn 70mm để dễ thi công.

+ Cốt thép phân bố được đặt vuông góc với cốt thép chịu lực, buộc với cốt thép chịu lực thành lưới để các thanh thép không bị xô dịch khi thi công. Cốt thép phân bố phải chịu ứng suất do co ngót và do thay đổi nhiệt độ theo phương đặt thanh thép ấy, đồng thời còn có tác dụng phân ảnh hưởng của lực tập trung ra diện rộng hơn. Thép phân bố thường sử dụng đường kính từ $4 \div 8\text{mm}$, khoảng cách giữa các thanh thép lấy không quá 350mm .

2. Cấu tạo của dầm.

- Dầm là kết cấu chịu uốn có kích thước tiết diện ngang khá nhỏ so với chiều dài của nó. Tiết diện ngang của dầm có thể là hình chữ nhật, chữ T, chữ I, hình hộp, hình thang ...



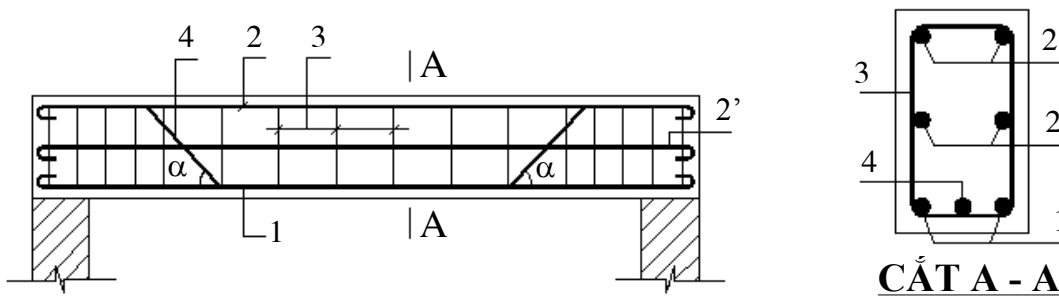
Hình 2.2: Các dạng tiết diện của dầm BTCT

- Gọi nhịp dầm là l , chiều cao tiết diện dầm là h , chiều rộng tiết diện dầm là b .

Thông thường $h = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{8}\right)l$; $\frac{h}{b} = 2 \div 4$.

Khi chọn b và h cần xét đến yêu cầu kiến trúc và định hình hoá ván khuôn, kích thước của tường và cột.

- Cốt thép trong dầm gồm có: Cốt dọc chịu lực, cốt dọc cấu tạo, cốt đai và cốt xiên.



Hình 2.3: Các loại cốt thép trong dầm.

1. Cốt dọc chịu lực; 2. Cốt dọc cấu tạo để buộc cốt đai;

2'. Cốt dọc cấu tạo khi chiều cao dầm $h \geq 700$; 3. Cốt đai; 4. Đoạn cốt xiên

+ Cốt thép chịu lực đặt theo tính toán để chịu lực, thường dùng đường kính từ $10 \div 40$ mm. Nếu chiều rộng của tiết diện $b \geq 150$ mm thì phải có ít nhất hai thanh đặt ở hai góc của vùng bê tông chịu kéo. Nếu $b < 150$ thì có thể dùng một thanh thép dọc chịu lực. Nếu có nhiều thanh thì phải đặt thành nhiều hàng, nhiều lớp để đảm bảo khoảng cách hở giữa các thanh cốt thép.

+ Cốt thép dọc cấu tạo dùng làm giá đỡ cho cốt đai không bị xô dịch trong lúc thi công, mặt khác nó chịu các tác dụng do bê tông co ngót hoặc do sự thay đổi nhiệt độ. Khi chiều cao dầm $h < 700$ thì chỉ cần đặt thép cấu tạo ở góc tiết diện. Khi $h \geq 700$ thì phải đặt thêm cốt dọc phụ vào hai mặt bên của chiều cao tiết diện. Cốt dọc cấu tạo thường dùng đường kính từ $10 \div 12$ mm. Tổng diện tích mặt cắt ngang của cốt cấu tạo không được nhỏ hơn 0,1% diện tích của sườn dầm.

+ Cốt đai thường là thép C-I và A-I có đường kính từ $6 \div 10$ mm được buộc với cốt dọc để giữ cho cốt dọc không bị xô dịch lúc thi công. Cốt đai còn dùng để chịu lực cắt.

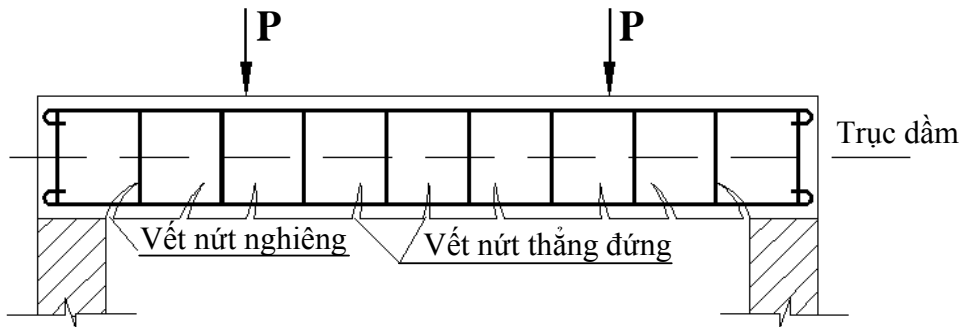
+ Cốt xiên là đoạn thép đặt xiên để chịu lực cắt, hoặc do thanh thép dọc chịu lực uốn xiên lên mà thành. Khi dầm có $h < 800$ thì lấy góc uốn cốt xiên $\alpha = 45^\circ$, khi $h \geq 800$ thì lấy $\alpha = 60^\circ$, đối với các dầm thấp và bản có thể uốn cốt xiên với góc $\alpha = 30^\circ$.

II. SỰ LÀM VIỆC CỦA DẦM BTCT

1. Thí nghiệm.

Quan sát một dầm BTCT (như hình 2.4) từ lúc mới đặt tải trọng nhỏ rồi tăng dần tải trọng đến khi dầm bị phá hoại, thấy sự làm việc của dầm như sau: Khi tải trọng còn nhỏ, dầm bền vững và nguyên vẹn. Tiếp tục tăng tải trọng thì vùng chịu kéo của dầm xuất hiện các vết nứt. Ở những chỗ có mômen lớn vết nứt có phương vuông góc trục dầm, gọi là vết nứt thẳng

góc, tiết diện dầm theo phương vết nứt này gọi là tiết diện thẳng góc. Ở những chỗ có lực cắt lớn vết nứt có phương nghiêng so với trục dầm, gọi là vết nứt nghiêng, tiết diện dầm theo phương vết nứt nghiêng gọi là tiết diện nghiêng.



Hình 2.4:

Các dạng khe nứt trong dầm đơn giản

Khi dầm đã có vết nứt mà cứ tiếp tục tăng tải trọng thì vết nứt ngày càng mở rộng ra và dầm bị phá hoại. Sự phá hoại có trường hợp xảy ra ở vết nứt thẳng góc, có trường hợp xảy ra ở vết nứt nghiêng. Do vậy khi thiết kế dầm phải tính toán trên cả hai loại tiết diện (tiết diện thẳng góc và tiết diện nghiêng) nhằm làm cho dầm không bị phá hoại theo bất cứ tiết diện nào.

2. Trạng thái ứng suất và biến dạng của tiết diện thẳng góc.

Quá trình phát triển ứng suất và biến dạng trên tiết diện thẳng góc xảy ra liên tục. Để nghiên cứu, người ta phân ra làm ba giai đoạn (xem hình vẽ 2.5).

2.1. Giai đoạn I: Khi mô men còn bé (tải trọng nhỏ) có thể xem như vật liệu làm việc đàn hồi, quan hệ ứng suất và biến dạng là đường thẳng, sơ đồ ứng suất pháp có dạng hình tam giác (hình 1a). Khi mô men tăng lên, biến dạng dẻo trong bê tông phát triển, sơ đồ ứng suất pháp có dạng đường cong. Lúc sắp sửa nứt, ứng suất kéo trong bê tông đạt tới giới hạn cường độ chịu kéo R_k . (hình 1b).

GIAI ĐOẠN I

Ia)	$\sigma_b < R_n$	Ib)	$\sigma_b < R_n$
M	TTH	M	TTH
	$\sigma_a < R_a$		$\sigma_a < R_a$
	$\sigma_k < R_k$		$\sigma_k \leq R_k$

Muốn cho dầm không bị nứt thì ứng suất pháp trên tiết diện không được vượt quá giới hạn ở trạng thái Ib.

2.2. Giai đoạn II: Khi mô men tăng lên, miền bê tông chịu kéo sẽ nứt, khe nứt phát triển dần lên phía trên. Tại khe nứt hầu như vùng bê tông chịu kéo không làm việc, toàn bộ ứng lực kéo là do cốt thép chịu.

GIAI ĐOẠN II

IIa)	$\sigma_b < R_n$	IIb)	$\sigma_b < R_n$
M		M	
	$\sigma_a < R_a$		$\sigma_a = R_a$

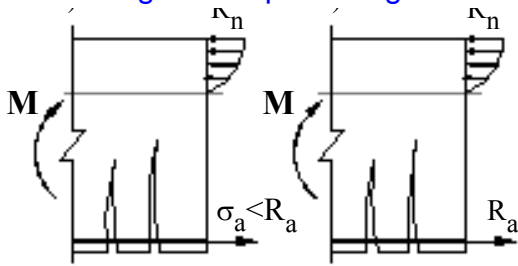
Nếu lượng cốt thép chịu kéo nhiều thì ứng suất trong cốt thép $\sigma_a < R_a$ (như hình IIa)

Nếu lượng cốt thép chịu kéo không nhiều lắm thì ứng suất trong cốt thép chịu kéo có thể đạt tới giới hạn chảy của thép $\sigma_a = R_a$ (như hình IIb)

GIAI ĐOẠN III

IIIa)	▷	IIIb)	▷
-------	---	-------	---

2.3. Giai đoạn III (giai đoạn phá hoại): Tiếp tục tăng mô men uốn lên nữa thì dầm bị phá hoại.



Hình 2-5: Các trạng thái ứng suất và biến dạng trên tiết diện thẳng góc

Trường hợp nếu lượng cốt thép chịu kéo đặt rất nhiều (IIa), ứng suất trong cốt thép còn nhỏ $\sigma_a < R_a$ nhưng ứng suất trong bê tông vùng nén lớn, đến khi $\sigma_b = R_n$ thì bê tông ở vùng chịu nén bị ép vỡ làm cho dầm bị phá hoại (như hình IIIa). Đây là hiện tượng phá hoại giòn, hiện tượng xảy ra nhanh đột ngột nên rất nguy hiểm, lại không phát huy hết khả năng chịu lực của cốt thép nên lãng phí. Khi thiết kế phải tránh không để dầm đạt đến trạng thái phá hoại này.

Trường hợp lượng cốt thép đặt không nhiều (IIIb), ứng suất trong cốt thép đã đạt đến cường độ chịu kéo R_a , nếu tăng mô men uốn thì cốt thép bị chảy dẻo, khe nứt tiếp tục phát triển lên phía trên làm cho vùng bê tông chịu nén bị thu hẹp lại, ứng suất trong bê tông tăng nhanh đến khi đạt đến cường độ chịu nén R_n của bê tông thì dầm bị phá hoại (như hình IIIb).

Trong trường hợp này: khi bị phá hoại cả bê tông vùng chịu nén và cốt thép vùng chịu kéo đều phát huy hết khả năng làm việc; thép bị chảy dẻo rồi mới bị phá hoại cho nên hiện tượng xảy ra từ từ, trước khi biến dạng dầm có biến dạng lớn nên dễ đề phòng. Đây là hiện tượng phá hoại dẻo. Khi thiết kế cần thiết phải cho dầm đạt đến trạng thái phá hoại này.

Trong trường hợp này: khi bị phá hoại cả bê tông vùng chịu nén và cốt thép vùng chịu kéo đều phát huy hết khả năng làm việc; thép bị chảy dẻo rồi mới bị phá hoại cho nên hiện tượng xảy ra từ từ, trước khi biến dạng dầm có biến dạng lớn nên dễ đề phòng. Đây là hiện tượng phá hoại dẻo. Khi thiết kế cần thiết phải cho dầm đạt đến trạng thái phá hoại này.

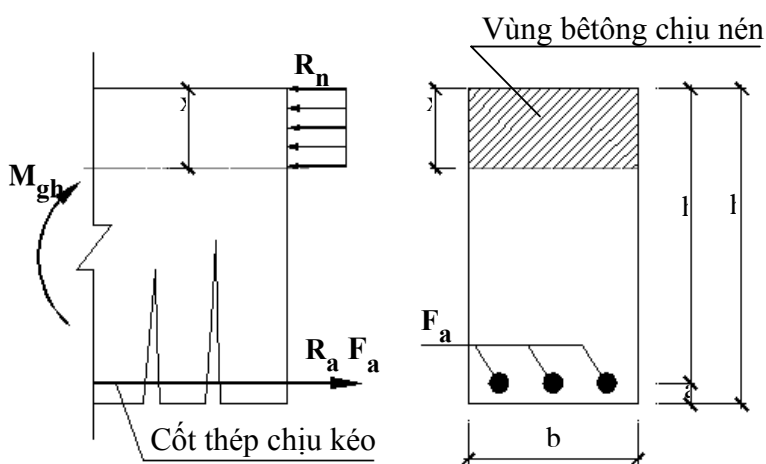
III. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU UỐN CÓ TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT THEO CƯỜNG ĐỘ TRÊN TIẾT DIỆN THẲNG GÓC.

Phân biệt hai trường hợp đặt cốt thép dọc chịu lực:

- **Trường hợp đặt cốt đơn:** Chỉ tính toán cốt thép đặt trong vùng chịu kéo, cốt thép trong vùng chịu nén chỉ đặt theo cấu tạo.

- **Trường hợp đặt cốt kép:** Tính toán cả cốt thép đặt trong vùng chịu kéo và trong vùng chịu nén.

1. Cấu kiện có tiết diện hình chữ nhật đặt cốt đơn.



Hình 2-6: Sơ đồ ứng suất của tiết diện hình chữ nhật đặt cốt đơn

a : khoảng cách từ trọng tâm của cốt thép chịu kéo F_a đến mép chịu kéo của tiết diện.

$h_0 = h - a$: chiều cao làm việc của tiết diện .

x : chiều cao vùng bê tông chịu nén.

Khi tính toán trên tiết diện thẳng góc, lấy sơ đồ ứng suất dựa vào trạng thái giới hạn của

1.1. Sơ đồ ứng suất:

b : chiều rộng tiết diện .

h : chiều cao tiết diện .

F_a : diện tích tiết diện ngang của cốt thép chịu kéo ở tiết diện.

trường hợp phá hoại dẻo. Để việc tính toán đơn giản mà vẫn đảm bảo chính xác cần thiết, ta có thể coi gần đúng như sau:

- Tại vùng bê tông chịu nén, ứng suất trong bê tông bằng nhau và đạt đến mức cường độ chịu nén R_n .

- Tại vùng chịu kéo, bê tông bị nứt, coi như bê tông không làm việc. Cốt thép trong vùng chịu kéo (F_a) phải chịu toàn bộ lực kéo. Ở trạng thái giới hạn, ứng suất trong cốt thép đạt đến cường độ chịu kéo của cốt thép là R_a .

1.2. Phương trình cân bằng:

Theo sơ đồ ứng suất cho thấy, đây là hệ lực song song cân bằng nên chỉ có 2 phương trình cân bằng có ý nghĩa độc lập với nhau.

Tổng hình chiếu của các lực lên phương trục dầm là:

$$R_a \cdot F_a = R_n \cdot b \cdot x \quad (2-1)$$

Tổng mômen của các lực đối với trục đi qua trọng tâm chung của các cốt thép chịu kéo ta được:

$$M_{gh} = R_n \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (2-2)$$

Thay $R_a \cdot F_a = R_n \cdot b \cdot x$ vào phương trình (2-2) ta được:

$$M_{gh} = R_a \cdot F_a \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (2-3)$$

1.3. Công thức cơ bản:

Từ hệ phương trình (2-1) và (2-2) ta có thể tính toán để tìm ra công thức cơ bản. Muốn đơn giản cách giải phương trình, ta đưa nó về dạng các kí hiệu:

$$\text{Đặt } \alpha = \frac{x}{h_0} \Rightarrow x = \alpha \cdot h_0 ; A = \alpha(1 - 0,5\alpha) ; \gamma = 1 - 0,5\alpha$$

Người ta lập bảng quan hệ giữa α , A và γ để tra sẵn (bảng 6 – PL)

Thay $x = \alpha \cdot h_0$ vào phương trình (2-1) ta được:

$$R_a \cdot F_a = R_n \cdot b \cdot \alpha \cdot h_0 = \alpha R_n b h_0$$

Gọi giá trị mômen lớn nhất mà cấu kiện phải chịu là M. Điều kiện cường độ khi tính toán theo trạng thái giới hạn là $M \leq M_{gh}$; đồng thời thay $x = \alpha h_0$ vào phương trình (2-2) ta được: M

$$\leq R_n \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = R_n \cdot b \cdot \alpha \cdot h_0 (h_0 - 0,5\alpha \cdot h_0) = \alpha(1 - 0,5\alpha) \cdot R_n \cdot b \cdot h_0^2 = A \cdot R_n \cdot b \cdot h_0^2$$

Biến đổi phương trình (2-3) ta được:

$$M \leq R_a \cdot F_a \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = R_a \cdot F_a \cdot (h_0 - 0,5\alpha \cdot h_0) = \gamma \cdot R_n \cdot b \cdot h_0$$

Tóm lại ta được công thức cơ bản sau:

$$\begin{cases} R_a \cdot F_a = \alpha \cdot R_n \cdot b \cdot h_0 & (2-1)a \end{cases}$$

$$\begin{cases} M \leq A \cdot R_n \cdot b \cdot h_0^2 & (2-2)a \end{cases}$$

$$\begin{cases} M \leq \gamma \cdot R_a \cdot F_a \cdot h_0 & (2-3)a \end{cases}$$

1.4. Điều kiện hạn chế:

- Điều kiện hạn chế chiều cao vùng bê tông chịu nén: để đảm bảo cấu kiện đạt đến trạng thái giới hạn phá hoại dẻo, chiều cao vùng bê tông chịu nén phải nhỏ hơn trạng thái giới hạn: x

$\leq \alpha_0 h_0$ hay $\frac{x}{h_0} \leq \alpha_0$ tức là: $\alpha \leq \alpha_0$; khi đó: $A \leq A_0$.

Giá trị giới hạn α_0 phụ thuộc vào mác bê tông và nhóm cốt thép (tra α_0 ở bảng 5-PL).

- Về hàm lượng cốt thép:

Gọi hàm lượng của cốt thép dọc chịu lực là: $\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0}$

Khi tính toán phải bảo đảm: $\mu_{\min} \leq \mu \leq \mu_{\max}$

Hàm lượng thép tối đa: $\mu_{\max} = \alpha_0 \frac{R_n}{R_a}$

Hàm lượng thép tối thiểu là μ_{\min} ; với cấu kiện dầm lấy $\mu_{\min} = 0,05\%$

1.5. Bài toán thường gặp:

a) Bài toán 1: Bài toán tính cốt thép.

Cho biết trị số mô men M, kích thước tiết diện ($b \times h$), mác bê tông, nhóm cốt thép. Yêu cầu thiết kế cốt thép F_a .

- Tìm các số liệu cần thiết: Căn cứ vào mác bê tông và nhóm cốt thép, tra bảng ra R_n, R_a, α_0, A_0 .

- Giả thiết a để tính $h_0 = h - a$

Thông thường với bản giả thiết $a = 1,5 \div 2 \text{ cm}$, với dầm $a \approx 0,1h$.

- Tính $A = \frac{M}{R_n b h_0^2}$; so sánh A với A_0 .

Nếu $A > A_0$ thì không thoả mãn điều kiện tính cốt đơn.

Nếu $A \leq A_0$ thì từ A tính hoặc tra bảng (bảng 6-PL) được α hoặc γ .

- Tính $F_a = \alpha \frac{R_n}{R_a} b h_0$ hoặc $F_a = \frac{M}{\gamma \cdot R_a \cdot h_0}$

- Kiểm tra hàm lượng thép: tính $\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} \cdot 100\%$.

Nếu $\mu \geq \mu_{\min}$ thì lấy F_a là kết quả vừa tính;

Nếu $\mu < \mu_{\min}$ thì lấy $F_a = F_{a(\min)} = \mu_{\min} \cdot b \cdot h_0$. (2-4)

- Chọn thép thực tế theo bảng tra diện tích thép (bảng 8-PL) sao cho vừa thoả mãn điều kiện cường độ vừa đảm bảo tiết kiệm.

- Bố trí thép trên tiết diện phải đảm bảo yêu cầu cấu tạo về khoảng hở giữa các thanh thép và về lớp bê tông bảo vệ cốt thép.

b) Bài toán 2: Bài toán kiểm tra khả năng chịu uốn M_{gh} .

Cho biết diện tích cốt thép chịu kéo F_a và cách bố trí, kích thước tiết diện ($b \times h$), mác bê tông, nhóm cốt thép. Yêu cầu tính khả năng chịu uốn M_{gh} .

- Tìm các số liệu cần thiết: Căn cứ vào mác bê tông và nhóm cốt thép, tra bảng ra R_n, R_a, α_0, A_0 .

- Tính $\alpha = \frac{R_a \cdot F_a}{R_n \cdot b \cdot h_0}$, so sánh với α_0

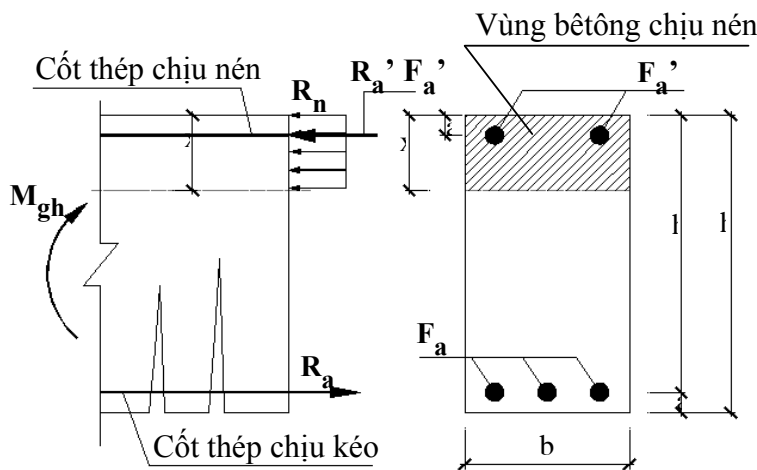
Nếu $\alpha \leq \alpha_0$ thì từ α tra bảng hoặc tính được A hoặc γ rồi tính

$$M_{gh} = A \cdot R_n \cdot b \cdot h_0^2 \text{ hoặc } M_{gh} = \gamma \cdot R_a \cdot F_a \cdot h_0$$

Nếu $\alpha > \alpha_0$ thì lấy $\alpha = \alpha_0$. Khi đó $A = A_0$. Nên $M_{gh} = A_0 \cdot R_n \cdot b \cdot h_0^2$

2. Cấu kiện có tiết diện hình chữ nhật đặt cốt kép.

Điều kiện để đặt cốt kép là $A_0 < A = \frac{M}{R_n b h_0^2} \leq 0,5$



Hình 2-6: Sơ đồ ứng suất của tiết diện hình chữ nhật đặt cốt đơn

2.1. Sơ đồ ứng suất:

b : chiều rộng tiết diện

h : chiều cao tiết diện.

F_a : diện tích tiết diện ngang của cốt thép chịu kéo ở tiết diện.

F_a' : diện tích tiết diện ngang của cốt thép chịu nén ở tiết diện.

a : khoảng cách từ trọng tâm của cốt thép chịu kéo F_a đến mép chịu kéo của tiết diện.

a' : khoảng cách từ trọng tâm của cốt thép chịu nén F_a' đến mép chịu nén của tiết diện.

$h_0 = h - a$: chiều cao làm việc của tiết diện .

x : chiều cao vùng bê tông chịu nén.

Khi tính toán trên tiết diện thẳng góc, lấy sơ đồ ứng suất dựa vào trạng thái giới hạn của trường hợp phá hoại dẻo. Để việc tính toán đơn giản mà vẫn đảm bảo chính xác cần thiết, ta có thể coi gần đúng như sau:

- Tại vùng bê tông chịu nén, ứng suất trong bê tông bằng nhau và đạt đến mức cường độ chịu nén R_n . Ứng suất trong cốt thép chịu nén đạt đến cường độ chịu nén của thép R_a' .

- Tại vùng chịu kéo, bê tông bị nứt, coi như bê tông không làm việc. Cốt thép trong vùng chịu kéo (F_a) phải chịu toàn bộ lực kéo. Ở trạng thái giới hạn, ứng suất trong cốt thép đạt đến cường độ chịu kéo của cốt thép là R_a .

2.2. Phương trình cân bằng:

Theo sơ đồ ứng suất cho thấy, đây là hệ lực song song cân bằng nên chỉ có 2 phương trình cân bằng có ý nghĩa độc lập với nhau.

Tổng hình chiếu của các lực lên phương trục dầm là:

$$R_a \cdot F_a = R_n \cdot b \cdot x + R_a' \cdot F_a' \quad (2-5)$$

Tổng mômen của các lực đối với trục đi qua trọng tâm chung của các cốt thép chịu kéo ta

được:

$$M_{gh} = R_n \cdot b \cdot x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_a' F_a' (h_0 - a') \quad (2-6)$$

2.3. Công thức cơ bản:

Từ hệ phương trình (2-5) và (2-6) ta có thể tính toán để tìm ra công thức cơ bản. Muốn đơn giản cách giải phương trình, ta đưa nó về dạng có kí hiệu:

Đặt $\alpha = \frac{x}{h_0} \Rightarrow x = \alpha \cdot h_0$; $A = \alpha(1 - 0,5\alpha)$.

Gọi giá trị mômen lớn nhất mà cấu kiện phải chịu là M. Điều kiện cường độ khi tính toán theo trạng thái giới hạn là $M \leq M_{gh}$; đồng thời thay $x = \alpha h_0$ vào phương trình (2-5) và (2-6) ta được hệ công thức cơ bản:

$$\begin{cases} R_a \cdot F_a = \alpha \cdot R_n \cdot b \cdot h_0 + R_a' F_a' & (2-5)a \end{cases}$$

$$M \leq A \cdot R_n \cdot b \cdot h_0^2 + R_a' F_a' (h_0 - a') \quad (2-6)a$$

2.4. Điều kiện hạn chế:

- Điều kiện hạn chế chiều cao vùng bê tông chịu nén: để đảm bảo cấu kiện đến trạng thái giới hạn phá hoại dẻo, chiều cao vùng bê tông chịu nén phải nhỏ hơn trạng thái giới hạn: $x \leq \alpha_0 h_0$ hay $\frac{x}{h_0} \leq \alpha_0$ tức là: $\alpha \leq \alpha_0$; khi đó: $A \leq A_0$.

- Để ứng suất trong cốt thép chịu nén đạt đến giới hạn R_a' thì phải thoả mãn điều kiện: $x \geq 2a'$ hay $\alpha \geq \frac{2a'}{h_0}$.

2.5. Bài toán thường gặp.

a) Bài toán 3: Bài toán tính cốt thép F_a và F_a' .

Cho biết trị số mô men M, kích thước tiết diện ($b \times h$), mác bê tông, nhóm cốt thép. Yêu cầu thiết kế cốt thép F_a và F_a' .

- Tìm các số liệu cần thiết: Căn cứ vào mác bê tông và nhóm cốt thép, tra bảng ra $R_n, R_a, R_a', \alpha_0, A_0$.

- Chỉ thực hiện bài toán tính cốt kép khi $A_0 < A = \frac{M}{R_n b h_0^2} \leq 0,5$

- Hai công thức (2-5)a và (2-6)a chứa 3 ẩn số là α, F_a, F_a' nên không thể giải trực tiếp mà phải bổ sung thêm điều kiện: bê tông phát huy hết khả năng chịu nén khi $\alpha = \alpha_0$, khi đó $A = A_0$. Nên tính được:

+ Thép chịu nén $F_a' \geq \frac{M - A_0 R_n b h_0^2}{R_a' (h_0 - a')}$

+ Thép chịu kéo $F_a \geq \alpha_0 R_n b h_0 + \frac{R_a'}{R_a} F_a'$.

- Kiểm tra hàm lượng, chọn và bố trí thép: như bài toán 1

b) Bài toán 4: Bài toán biết trước cốt thép F_a' . Tính cốt thép F_a .

Cho biết trị số mô men M, kích thước tiết diện ($b \times h$), mác bê tông, nhóm cốt thép, biết F_a' và cách bố trí. Yêu cầu thiết kế cốt thép F_a .

- Các bước ban đầu làm như bài toán 1

- Tính $A = \frac{M - R'_a F'_a (h_0 - a')}{R_n b h_0^2}$ rồi so sánh với A_0 .

Nếu $A > A_0$ thì cốt thép F_a đã biết là quá nhỏ, chưa đủ chịu lực nên phải xem như chưa biết F_a . Khi đó tính thép như bài toán 3:

$$F_a' \geq \frac{M - A_0 R_n b h_0^2}{R'_a (h_0 - a')} \quad \text{và} \quad F_a \geq \alpha_0 \frac{R_n}{R_a} b h_0 + \frac{R'_a}{R_a} F_a'$$

Nếu $A \leq A_0$ thì từ A tính hoặc tra bảng (bảng 6-PL) được α và tính thép F_a tùy theo giá

trị α so với $\frac{2a'}{h_0}$

+ Khi $\alpha \geq \frac{2a'}{h_0}$ thì $F_a \geq \alpha \frac{R_n}{R_a} b h_0 + \frac{R'_a}{R_a} F_a'$.

+ Khi $\alpha < \frac{2a'}{h_0}$ thì lấy $x = 2a'$ rồi viết phương trình cân bằng mô men với trọng tâm vùng bê tông chịu nén được: $M_{gh} = R_a F_a (h_0 - a')$ (2-7)

Cho $M \leq M_{gh}$ rút ra được: $F_a \geq \frac{M}{R_a (h_0 - a')}$

c) Bài toán 5: Bài toán kiểm tra khả năng chịu uốn M_{gh} .

Cho biết diện tích cốt thép F_a, F_a' và cách bố trí, kích thước tiết diện ($b \times h$), mác bê tông, nhóm cốt thép. Yêu cầu tính khả năng chịu uốn M_{gh} .

- Tìm các số liệu cần thiết: Căn cứ vào mác bê tông và nhóm cốt thép, tra bảng ra $R_n, R_a, R_a', \alpha_0, A_0$.

- Tính $\alpha = \frac{R_a F_a - R'_a F'_a}{R_n b h_0}$, so sánh với α_0 và giá trị $\frac{2a'}{h_0}$

Nếu $\frac{2a'}{h_0} \leq \alpha \leq \alpha_0$ thì từ α tra bảng hoặc tính được A rồi tính

$$M_{gh} = A \cdot R_n \cdot b \cdot h_0^2 + R'_a F'_a (h_0 - a')$$

Nếu $\alpha \leq \alpha_0$ và $\alpha < \frac{2a'}{h_0}$ thì coi $\alpha = \frac{2a'}{h_0}$, lúc này có $M_{gh} = R_a F_a (h_0 - a')$ (theo 2-7)

Nếu $\alpha > \alpha_0$ thì lấy $\alpha = \alpha_0$. Khi đó $A = A_0$. Nên

$$M_{gh} = A_0 \cdot R_n \cdot b \cdot h_0^2 + R'_a F'_a (h_0 - a')$$

3. Bài tập ví dụ.

3.1. Ví dụ 2-1: Thiết kế cốt thép dọc chịu lực cho dầm BTCT có tiết diện chữ nhật $b \times h = 200 \times 400$, dùng bê tông mác M250, cốt thép nhóm C-II, chịu mô men uốn căng thứ dưới $M = 103 \text{ KNm}$.

Giải:

Số liệu tính: Với bê tông mác M250 có $R_n = 1,1 \text{ KN/cm}^2$;

Với thép C-II có $R_a = R_a' = 26 \text{ KN/cm}^2$;

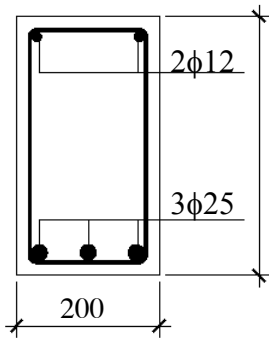
Khi dùng bê tông M250 thép C-II thì $\alpha_0 = 0,58$; $A_0 = 0,412$

Giả thiết $a = 4 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = h - a = 36 \text{ cm}$

Tính $A = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{10300}{1,1 \cdot 20 \cdot 36^2} = 0,361 < A_0 = 0,412$ nên chỉ dùng cốt đơn.

Từ $A = 0,361$ tính được $\alpha = 0,473$

Tính $F_a = \alpha \frac{R_n}{R_a} b h_0 = 0,473 \cdot \frac{1,1}{26} \cdot 20 \cdot 36 = 14,42 \text{ cm}^2$



Hàm lượng $\mu = \frac{F_a}{b h_0} \cdot 100\% = \frac{14,42}{20 \cdot 36} \cdot 100\%$
 $= 2\% > \mu_{\min} = 0,05\%$

Chọn 3φ25 làm cốt chịu kéo có $F_a = 14,73 \text{ cm}^2$;

Độ sai lệch $\Delta = \frac{14,73 - 14,42}{14,42} \cdot 100\%$
 $= 2,15\% < 5\%$.

Chọn 2φ12 làm cốt cấu tạo ở vùng nén.

Bố trí thép như hình vẽ 2-8.

Hình 2-8: Bố trí cốt thép chịu lực của ví dụ 2-1

Lấy lớp bê tông bảo vệ theo cấu tạo $C_b = 25 \text{ mm}$.

Khoảng hở giữa các thanh cốt thép:

$$e = (200 - 2 \times 25 - 3 \times 25) / 2 = 37,5 \text{ mm} > e_{ct}$$

Khoảng cách $a = 25 + 25/2 = 37,5 \text{ mm} = 3,75 \text{ cm} < a_{gt} = 4 \text{ cm}$.

3.2. Ví dụ 2-2: Tính khả năng chịu mô men uốn cho tiết diện dầm BTCT dạng chữ nhật $b \times h = 200 \times 300$, dùng bê tông mác M200, cốt thép nhóm A-II. Ở vùng chịu kéo đặt 3φ18 chịu lực như hình vẽ 2-9. Lớp bê tông bảo vệ lấy theo cấu tạo.

Giải:

Số liệu tính:

Với bê tông mác M200 có $R_n = 0,9 \text{ KN/cm}^2$;

Với thép A-II có $R_a = R_a' = 28 \text{ KN/cm}^2$;

Khi dùng bê tông M200 thép A-II thì $\alpha_0 = 0,62$; $A_0 = 0,428$

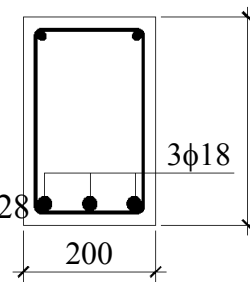
Thép chịu kéo 3φ18 có $F_a = 7,63 \text{ cm}^2$

$a = C_b + d/2 = 20 + 18/2 = 29 \text{ mm} = 2,9 \text{ cm}$

$\Rightarrow h_0 = 30 - 2,9 = 27,1 \text{ cm}$

Tính $\alpha = \frac{R_a \cdot F_a}{R_n \cdot b \cdot h_0} = \frac{28 \cdot 7,63}{0,9 \cdot 20 \cdot 27,1} = 0,438 < \alpha_0$

Từ α tính được $A = 0,342$



Hình 2-9: Tiết diện bố trí cốt thép của ví dụ 2-2

$$M_{gh} = A \cdot R_n \cdot b \cdot h_0^2 = 0,342 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot (27,1)^2 = 4521 \text{ KN.cm} = 45,2 \text{ KN.m}$$

3.3. Ví dụ 2-3: Thiết kế cốt thép dọc chịu lực cho dầm BTCT tiết diện dạng chữ nhật $b \times h = 250 \times 600$, dùng bê tông mác M250[#], cốt thép nhóm C-III, chịu mô men uốn tính toán $M = 400 \text{ KN.m}$.

Giải:

Số liệu tính: Với bê tông mác M250 có $R_n = 1,1 \text{ KN/cm}^2$;

Với thép C-III có $R_a = R_a' = 34 \text{ KN/cm}^2$;

Khi dùng bê tông M250 thép C-III thì $\alpha_0 = 0,55$; $A_0 = 0,399$

Giả thiết $a = 6 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = h - a = 60 - 6 = 54 \text{ cm}$

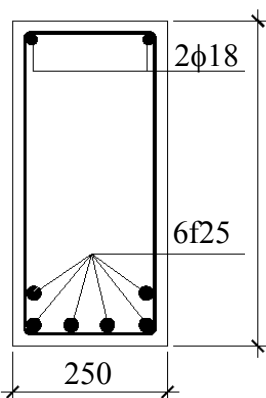
Tính $A = \frac{M}{R_n \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{40000}{1,1 \cdot 25 \cdot 54^2} = 0,499 > A_0 = 0,412$ và $A < 0,5$ nên phải đặt cốt kép.

Giả thiết $a' = 4 \text{ cm}$.

Lấy $\alpha = \alpha_0$ và $A = A_0$, ta được:

+ Thép chịu nén $F_{a'} \geq \frac{M - A_0 R_n b h_0^2}{R_a' (h_0 - a')} \geq \frac{40000 - 0,399 \cdot 1,1 \cdot 25 \cdot 54^2}{34(54 - 4)} = 4,71 \text{ cm}^2$.

+ Thép chịu kéo $F_a \geq \alpha_0 \frac{R_n}{R_a} b h_0 + \frac{R_a'}{R_a} F_{a'} \geq 0,55 \frac{1,1}{34} \cdot 25 \cdot 54 + 4,71 = 28,73 \text{ cm}^2$.



Hình 2-10: Bố trí cốt thép chịu lực của ví dụ 2-3

Hàm lượng thép chịu kéo:

$$\mu = \frac{F_a}{b h_0} \cdot 100\% = \frac{28,73}{25 \cdot 54} \cdot 100\% = 2,13\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

Chọn 6φ25 làm cốt chịu kéo có $F_a = 29,45 \text{ cm}^2$;

$$\text{Độ sai lệch } \Delta = \frac{29,45 - 28,73}{28,73} \cdot 100\% = 2,51\% < 5\%$$

Chọn 2φ18 làm cốt chịu nén có $F_{a'} = 5,09 \text{ cm}^2$;

Bố trí thép như hình vẽ 2-10.

Lấy lớp bê tông bảo vệ theo cấu tạo $C_b = 25 \text{ mm}$.

Khoảng hở giữa các thanh cốt thép:

$$e = (250 - 2 \times 25 - 4 \times 25) / 3 = 33,3 \text{ mm} > e_{ct}$$

Khoảng cách $a = 25 + 25 + 4,2 = 54,2 \text{ mm} = 5,42 \text{ cm} < a_{gt} = 6 \text{ cm}$.

3.4. Ví dụ 2-4: Thiết kế cốt thép dọc chịu kéo cho dầm BTCT tiết diện dạng chữ nhật $b \times h = 200 \times 500$, ở vùng chịu nén có đặt 2 thanh cốt chịu nén φ16, dùng bê tông mác M200[#], cốt thép nhóm A-II, chịu mô men uốn tính toán $M = 182 \text{ KN.m}$.

Giải:

Số liệu tính: Với bê tông mác M200 có $R_n = 0,9 \text{ KN/cm}^2$;

Với thép A-II có $R_a = R_a' = 28 \text{ KN/cm}^2$;

Khi dùng bê tông M200, thép A-II thì $\alpha_0 = 0,62$; $A_0 = 0,428$.

Thép chịu nén $2\phi 16$ có $F_a' = 4,02\text{cm}^2$.

Giả thiết $a = 5,5\text{cm} \Rightarrow h_0 = h - a = 50 - 5,5 = 44,5\text{ cm}$

$$\text{Tính } A = \frac{M - R_a' F_a' (h_0 - a')}{R_n b h_0^2} = \frac{18200 - 28,4,02 \cdot (44,5 - 4)}{0,9 \cdot 20 \cdot (44,5)^2} = 0,383 < A_0 = 0,428.$$

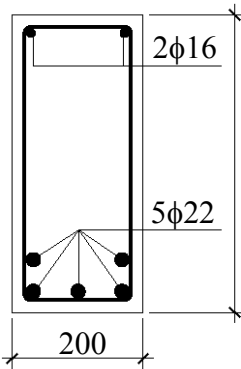
Từ A tính được $\alpha = 0,516 > \frac{2a'}{h_0} = \frac{2,4}{44,5} = 0,180$.

$$F_a \geq \alpha \frac{R_n}{R_a} b h_0 + \frac{R_a'}{R_a} F_a' \geq 0,516 \frac{0,9}{28} \cdot 20 \cdot 44,5 + 4,02 = 18,77\text{cm}^2.$$

Hàm lượng thép chịu kéo:

$$\mu = \frac{F_a}{b h_0} \cdot 100\% = \frac{18,77}{20 \cdot 44,5} \cdot 100\% = 2,11\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

Chọn $5\phi 22$ làm cốt chịu kéo có $F_a = 19,00\text{ cm}^2$;



Hình 2-11: Bố trí cốt thép chịu lực của ví dụ 2-4

$$\text{Độ sai lệch } \Delta = \frac{19,00 - 18,77}{18,77} \cdot 100\% = 1,23\% < 5\%.$$

Bố trí thép như hình vẽ 2-11.

Lấy lớp bê tông bảo vệ theo cấu tạo $C_b = 22\text{mm}$.

Khoảng hở giữa các thanh cốt thép:

$$e = (200 - 2 \times 22 - 3 \times 22) / 2 = 45\text{mm} > e_{ct}$$

$$\text{Khoảng cách } a = 22 + 22 + 7,8 = 51,8\text{mm} = 5,18\text{cm} < a_{gt} = 5,5\text{cm}.$$

3.5. Ví dụ 2-5: Tính khả năng chịu mô men uốn cho tiết

diện dầm BTCT dạng chữ nhật $b \times h = 200 \times 400$, dùng bê tông mác M200[#], cốt thép nhóm A-II. Ở vùng chịu kéo đặt $3\phi 22$ với khoảng cách $a = 3,5\text{cm}$; ở vùng chịu nén đặt $2\phi 14$ với khoảng cách $a' = 3\text{cm}$.

Giải:

Số liệu tính:

Với bê tông mác M200 có $R_n = 0,9\text{ KN/cm}^2$; với thép A-II có $R_a = R_a' = 28\text{ KN/cm}^2$;

Khi dùng bê tông M200 thép A-II thì $\alpha_0 = 0,62$; $A_0 = 0,428$

Thép chịu kéo $3\phi 22$ có $F_a = 11,40\text{cm}^2$, thép chịu nén $2\phi 14$ có $F_a' = 3,08\text{cm}^2$;

Với $a = 3,5\text{cm}$ có $h_0 = h - a = 40 - 3,5 = 36,5\text{cm}$.

$$\text{Tính } \alpha = \frac{R_a \cdot F_a - R_a' \cdot F_a'}{R_n \cdot b \cdot h_0} = \frac{28(11,4 - 3,08)}{0,9 \cdot 20 \cdot 36,5} = 0,488 < \alpha_0$$

$$\text{và } \alpha > \frac{2a'}{h_0} = 2 \cdot 3 / 36,5 = 0,164$$

Nên từ α tính được $A = 0,369$. Tính:

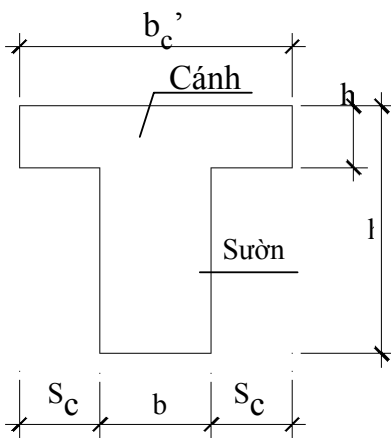
$$M_{gh} = A.R_n.b.h_0^2 + R_a'F_a'(h_0-a') = 0,369.0,9.20.(36,5)^2 + 28.3,08(36,5-3) = 11738\text{KN.cm} = 117,4\text{KN.m}$$

IV. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU UỐN CÓ TIẾT DIỆN CHỮ T THEO CƯỜNG ĐỘ TRÊN TIẾT DIỆN THẲNG GÓC.

1. Đặc điểm cấu tạo.

- Tiết diện chữ T gồm có 2 phần: cánh và sườn. Nếu cánh nằm ở vùng chịu nén của tiết diện thì nó làm tăng diện tích vùng bê tông chịu nén, do đó sự chịu lực sẽ hợp lý.

- Trường hợp do yêu cầu cấu tạo hay lý do nào khác mà cánh của tiết diện nằm ở vùng chịu kéo thì phần cánh không tham gia chịu lực. Khi tính toán tiết diện chữ T có cánh nằm trong vùng chịu kéo xem như tính với tiết diện hình chữ nhật chỉ có phần sườn $b \times h$. Khi tính toán tiết diện chữ I thì chỉ tính như tiết diện chữ T có cánh nằm trong vùng chịu nén.



Hình 2-12: Hình dạng tiết diện chữ T

- Trường hợp cánh nằm trong vùng chịu nén, nếu cánh vươn ra rất dài thì để đảm bảo cánh cùng với sườn chịu lực, khi tính toán chỉ lấy mở rộng cánh không được vượt quá giới hạn sau:

+ Đối với sàn và bản sàn đúc bê tông toàn khối với nhau sẽ lấy không lớn hơn nửa khoảng cách giữa hai mép trong của sườn dọc. Gọi l là nhịp dầm, h_c' là chiều dày của bản cánh thì lấy: $S_c \leq l/6$; $S_c \leq 9 h_c'$ khi $h_c' \geq 0,1h$; $S_c \leq 6 h_c'$ khi $h_c' < 0,1h$.

+ Đối với dầm đứng độc lập lấy: $S_c \leq l/6$; $S_c \leq 6h_c'$ khi $h_c' \geq 0,1h$; $S_c \leq 3h_c'$ khi $0,05h < h_c' < 0,1h$; $S_c = 0$ khi $h_c' < 0,05h$; tức là không kể phần nhô ra của cánh khi tính toán.

2. Tính toán cấu kiện có tiết diện chữ T khi cánh nằm trong vùng chịu nén.

Với tiết diện chữ T thường chỉ đặt cốt đơn.

Khi tính toán, dễ nhận thấy khi trục trung hoà đi qua đúng mép giữa cánh và sườn, mô men giới hạn sẽ cân bằng mô men do phần cánh chịu:

$$M_{gh} = M_c = R_n.b_c'.h_c'(h_0 - 0,5h_c') \quad (2-8)$$

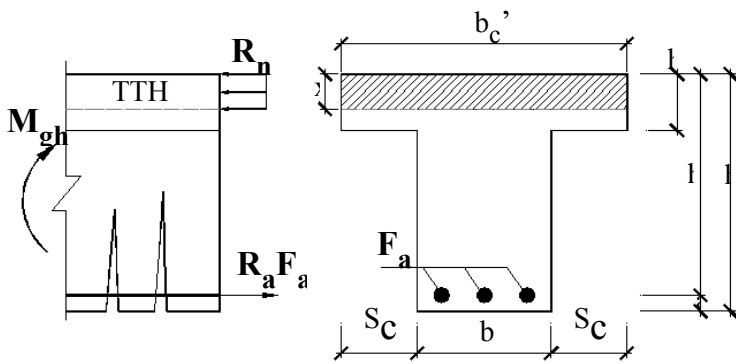
Gọi mô men uốn do tải trọng gây ra là M thì:

+ Khi $M \leq M_c$: trục trung hoà đi qua cánh.

+ Khi $M > M_c$: trục trung hoà đi qua sườn.

2.1. Trường hợp trục trung hoà (TTH) đi qua cánh ($x \leq h_c'$ hoặc $M \leq M_c$)

Trường hợp này, việc tính toán giống như tính với tiết diện hình chữ nhật $b_c' \times h$



a) Sơ đồ ứng suất: Dựa vào trạng thái phá hoại dẻo và lấy:

Hình 2-13: Sơ đồ ứng suất khi TTH qua cánh

+ Tại vùng chịu nén ứng suất trong bê tông bằng nhau và đạt tới R_n .

+ Tại vùng chịu kéo, chỉ có cốt thép F_a làm việc, ứng suất trong cốt thép đạt tới R_a .

b) Phương trình cân bằng: theo sơ đồ ứng suất:

$$\begin{cases} R_a \cdot F_a = R_n \cdot b_c' \cdot x & (2-9) \\ M_{gh} = R_n \cdot b_c' \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) & (2-10) \end{cases}$$

c) Công thức cơ bản:

Đặt $\alpha = x/h_0$; $A = \alpha(1 - 0,5\alpha)$; $\gamma = 1 - 0,5\alpha$ và cho $M \leq M_{gh}$ được:

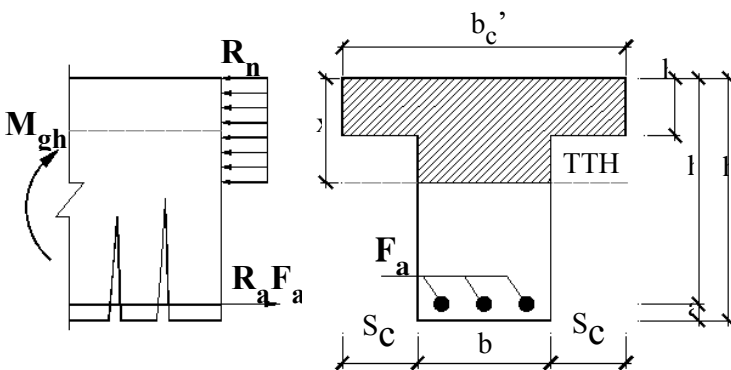
$$R_a \cdot F_a = \alpha \cdot R_n \cdot b_c' \cdot h_0 \quad (2-9)a$$

$$M \leq A \cdot R_n \cdot b_c' \cdot h_0^2 \quad (2-10)a$$

d) Điều kiện hạn chế:

Công thức chỉ đúng khi $\alpha \leq \alpha_0$ hoặc $A \leq A_0$.

Hàm lượng thép phần sườn $\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} \cdot 100\%$ cần đảm bảo $\mu \geq \mu_{\min}$.



Hình 2-14: Sơ đồ ứng suất khi TTH qua sườn.

2.2. Trường hợp trục trung hoà (TTH) đi qua sườn ($x > h_c'$ hoặc $M > M_d$)

a) Sơ đồ ứng suất: Dựa vào trạng thái phá hoại dẻo và lấy:

+ Tại vùng chịu nén ứng suất trong bê tông bằng nhau và đạt tới R_n .

+ Tại vùng chịu kéo, chỉ có cốt thép F_a làm việc, ứng suất trong cốt thép đạt tới R_a .

b) Phương trình cân bằng: theo sơ đồ ứng suất:

$$\begin{cases} R_a \cdot F_a = R_n \cdot b \cdot x + R_n (b_c' - b) \cdot h_c' \\ \end{cases} \quad (2-11)$$

$$M_{gh} = R_n \cdot b \cdot x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_n (b_c' - b) \cdot h_c' (h_0 - 0,5 h_c') \quad (2-12)$$

c) Công thức cơ bản: đặt $\alpha = x/h_0$; $A = \alpha(1 - 0,5\alpha)$; $\gamma = 1 - 0,5\alpha$ và cho $M \leq M_{gh}$ được:

$$R_a \cdot F_a = \alpha \cdot R_n \cdot b \cdot h_0 + R_n (b_c' - b) \cdot h_c' \quad (2-11)a$$

$$M \leq A \cdot R_n \cdot b \cdot h_0^2 + R_n (b_c' - b) \cdot h_c' (h_0 - 0,5 h_c') \quad (2-12)a$$

d) Điều kiện hạn chế:

Công thức chỉ đúng khi $\alpha \leq \alpha_0$ hoặc $A \leq A_0$.

Hàm lượng thép phần sườn $\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} \cdot 100\%$ cần đảm bảo $\mu \geq \mu_{\min}$.

2.3. Bài toán thường gặp:

a) Bài toán 6: Bài toán tính cốt thép F_a .

Cho biết trị số mô men M , kích thước tiết diện (b, h, b_c', h_c'), mác bê tông, nhóm cốt thép. Yêu cầu thiết kế cốt thép F_a .

- Tìm các số liệu cần thiết: Căn cứ vào mác bê tông và nhóm cốt thép, tra bảng ra R_n, R_a, α_0, A_0 . Giả thiết a để tính $h_0 = h - a$.

- Tính $M_c = R_n \cdot b_c' \cdot h_c' (h_0 - 0,5 h_c')$ và so sánh M với M_c để xác định vị trí TTH, sẽ xảy ra một trong hai trường hợp sau:

***Trường hợp 1:** Nếu $M \leq M_c$ thì TTH qua cánh, khi đó việc tính toán tiến hành như đối

với tiết diện hình chữ nhật ($b_c' \times h$). Tính $A = \frac{M}{R_n b_c' h_0^2}$; nếu $A \leq A_0$ thì từ A tính hoặc tra bảng được α . Tính $F_a = \alpha \frac{R_n}{R_a} b_c' \cdot h_0$.

Lưu ý: Kiểm tra hàm lượng thép, chỉ tính với phần sườn: $\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} \cdot 100\%$.

***Trường hợp 2:** Nếu $M > M_c$ thì TTH qua sườn, khi đó việc tính toán tiến hành như đối với tiết diện hình chữ T.

- Tính $A = \frac{M - R_n (b_c' - b) h_c' (h_0 - 0,5 h_c')}{R_n b h_0^2}$;

Nếu $A > A_0$ thì tăng tiết diện phần sườn rồi tính lại.

Nếu $A \leq A_0$ thì từ A tính hoặc tra bảng được α .

Tính $F_a = \alpha \frac{R_n}{R_a} b \cdot h_0 + \frac{R_n}{R_a} (b_c' - b) \cdot h_c'$

- Tính hàm lượng thép: $\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} \cdot 100\%$, nếu $\mu < \mu_{\min}$ thì lấy $F_{amin} \geq \mu_{\min} \cdot b \cdot h_0$.

- Chọn đường kính và bố trí cốt thép như bài toán 1.

b) Bài toán 7: Tính khả năng chịu uốn M_{gh} của tiết diện.

Cho biết diện tích cốt thép F_a và cách bố trí, kích thước tiết diện (b, h, b_c', h_c'), mác bê tông, nhóm cốt thép. Yêu cầu tính khả năng chịu uốn M_{gh} .

- Tìm các số liệu cần thiết: Căn cứ vào mác bê tông và nhóm cốt thép, tra bảng ra R_n, R_a, α_0, A_0 . Từ cách bố trí cốt thép tính được a và tính $h_0 = h - a$.

- Xác định TTH dựa vào trường hợp khi TTH đi qua đúng mép giữa cánh và sườn. Phương trình hình chiếu các lực lên phương trục dầm là:

$$R_a F_a = R_n b_c' h_c' \quad (2-13)$$

Khi tính toán sẽ xảy ra một trong hai trường hợp sau:

***Trường hợp 1:** Nếu $R_a F_a \leq R_n b_c' h_c'$ thì TTH qua cánh, khi đó việc tính toán tiến hành như đối với tiết diện hình chữ nhật ($b_c' \times h$).

$$\text{Khi đó tính } \alpha = \frac{R_a F_a}{R_n b_c' h_0}$$

+ Nếu $\alpha \leq \alpha_0$ thì từ a tính hoặc tra bảng được A rồi tính $M_{gh} = A \cdot R_n \cdot b_c' \cdot h_0^2$

+ Nếu $\alpha > \alpha_0$ thì lấy $\alpha = \alpha_0$ rồi tính $M_{gh} = A_0 \cdot R_n \cdot b_c' \cdot h_0^2$

***Trường hợp 2:** Nếu $R_a F_a > R_n b_c' h_c'$ thì TTH qua sườn, khi đó việc tính toán tiến hành như đối với tiết diện hình chữ T.

$$\text{Khi đó tính } \alpha = \frac{R_a F_a - R_n (b_c' - b) h_c'}{R_n b h_0}$$

+ Nếu $\alpha \leq \alpha_0$ thì từ a tính hoặc tra bảng được A rồi tính

$$M_{gh} = A \cdot R_n \cdot b \cdot h_0^2 + R_n (b_c' - b) \cdot h_c' (h_0 - 0,5 h_c')$$

+ Nếu $\alpha > \alpha_0$ thì lấy $\alpha = \alpha_0$ rồi tính

$$M_{gh} = A_0 \cdot R_n \cdot b \cdot h_0^2 + R_n (b_c' - b) \cdot h_c' (h_0 - 0,5 h_c')$$

3. Bài tập ví dụ.

3.1. Ví dụ 2-6: Thiết kế cốt thép dọc chịu kéo cho dầm BTCT tiết diện dạng chữ T có $b=200, h=400, b_c'=460, h_c'=80$, cánh nằm trong vùng chịu nén. Dùng bê tông mác M200[#], cốt thép nhóm A-II, chịu mô men uốn tính toán $M=126\text{KNm}$.

Giải: Số liệu tính:

Với bê tông mác M200 có $R_n = 0,9 \text{ KN/cm}^2$; với thép A-II có $R_a = R_a' = 28 \text{ KN/cm}^2$;

Khi dùng bê tông M200, thép A-II thì $\alpha_0 = 0,62; A_0 = 0,428$.

Giả thiết $a=4\text{cm} \Rightarrow h_0 = h - a = 40 - 4 = 36 \text{ cm}$.

Tính $M_c = R_n \cdot b_c' \cdot h_c' (h_0 - 0,5 h_c') = 0,9 \cdot 46 \cdot 8 \cdot (36 - 0,5 \cdot 8) = 10598 \text{ KNcm}$.

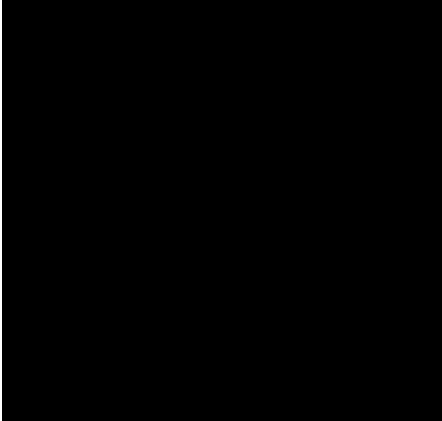
Có $M > M_c$ nên TTH đi qua sườn.

$$\text{Tính } A = \frac{M - R_n (b_c' - b) \cdot h_c' (h_0 - 0,5 h_c')}{R_n b h_0^2} = \frac{12600 - 0,9 \cdot (46 - 20) \cdot 8 \cdot (36 - 0,5 \cdot 8)}{0,9 \cdot 20 \cdot (36)^2} = 0,283$$

Từ $A < A_0 = 0,428$, tính được $\alpha = 0,342$ rồi tính được:

$$F_a \geq \alpha \frac{R_n}{R_a} b h_0 + \frac{R_n}{R_a} (b_c' - b) \cdot h_c'$$

$$= 0,342 \frac{0,9}{28} \cdot 20 \cdot 36 + \frac{0,9}{28} (46 - 20) \cdot 8 = 14,59 \text{ cm}^2.$$



Hình 2-15: Bố trí cốt thép chịu lực của vớ dụ 2-

Hàm lượng thép chịu kéo:

$$= \boxed{\times} \cdot 100\% = \boxed{\times} \cdot 100\%$$

$$= 2,03\% > m_{\min} = 0,05\%$$

Chọn 3 ϕ 25 làm cốt chịu kéo có $F_a = 14,73 \text{ cm}^2$;

$$\text{Độ sai lệch } \Delta = \boxed{\times} \cdot 100\%$$

$$= 0,96\% < 5\%.$$

Bố trí thép như hình vẽ 2-15.

Lấy lớp bê tông bảo vệ theo cấu tạo $C_b = 25 \text{ mm}$.

Khoảng hở giữa các thanh cốt thép:

$$e = (200 - 2 \times 25 - 3 \times 25) / 2 = 37,5 \text{ mm} > e_{ct}$$

Khoảng cách $a = 25 + 12,5 = 37,5 \text{ mm} = 3,75 \text{ cm} < a_{gt} = 4 \text{ cm}$.

3.2. Ví dụ 2-7: Thiết kế cốt thép dọc chịu kéo cho dầm BTCT tiết diện dạng chữ T $b = 200$, $h = 450$, $b_c' = 500$, $h_c' = 100$, cánh nằm trong vùng chịu nén. Dùng bê tông mác M200[#], cốt thép nhóm C-II, chịu mô men uốn tính toán $M = 140 \text{ kNm}$.

Giải:

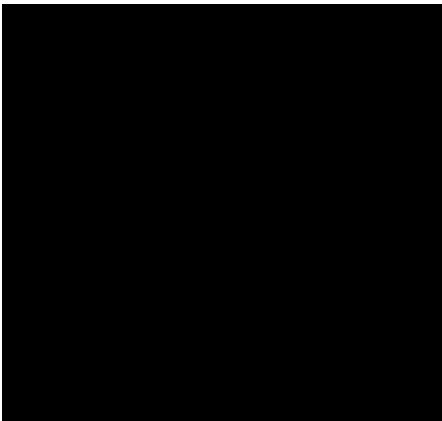
Số liệu tính: Với bê tông mác M200 có $R_n = 0,9 \text{ KN/cm}^2$;

Với thép C-II có $R_a = R_a' = 26 \text{ KN/cm}^2$;

Khi dùng bê tông M200 thép C-II thì $\alpha_0 = 0,62$; $A_0 = 0,428$

Giả thiết $a = 4 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = h - a = 41 \text{ cm}$

Tính $M_c = R_n \cdot b_c' \cdot h_c' (h_0 - 0,5 h_c') = 0,9 \cdot 50 \cdot 10 (41 - 0,5 \cdot 10) = 16200 \text{ kNcm}$.



Hình 2-16: Bố trí cốt thép chịu lực của ví dụ 2-7

Có $M < M_c$ nên TTH đi qua cánh, việc tính toán như tính với tiết diện chữ nhật $b_c' \times h$.

$$\text{Tính } A = \boxed{} = \boxed{} = 0,185 < A_0 = 0,428 \text{ nên từ } A \text{ tính được } a = 0,206$$

$$\begin{aligned} \text{Tính } F_a &= \alpha \boxed{} b_c' h_0 \\ &= 0,206 \cdot \boxed{} \cdot 50 \cdot 41 = 14,64 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Hàm lượng } \mu = \boxed{} \cdot 100\% = \boxed{} \cdot 100\% = 1,79\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

Chọn 3 ϕ 25 làm cốt chịu kéo có $F_a = 14,73 \text{ cm}^2$;

$$\text{Độ sai lệch } \Delta = \boxed{} \cdot 100\% = 0,61\% < 5\%.$$

Bố trí thép như hình vẽ 2-16. Lấy lớp bê tông bảo vệ theo cấu tạo $C_b = 25\text{mm}$.

Khoảng hở giữa các thanh cốt thép: $e = (200 - 2 \times 25 - 3 \times 25) / 2 = 37,5\text{mm} > e_{ct}$

$$\begin{aligned} \text{Khoảng cách } a &= 25 + 12,5 = 37,5\text{mm} \\ &= 3,75\text{cm} < a_{gt} = 4\text{cm}. \end{aligned}$$

3.3. Ví dụ 2-8: Tính khả năng chịu mô men uốn cho tiết diện dầm BTCT dạng chữ T kích thước $b=200$, $h=350$, $b_c'=360$, $h_c'=80$, dùng bê tông mác M200#, cốt thép nhóm A-II. Ở vùng chịu kéo đặt 3 ϕ 22 với khoảng cách $a=3,5\text{cm}$.

Giải:

Số liệu tính:

Với bê tông mác M200 có $R_n = 0,9 \text{ KN/cm}^2$; với thép A-II có $R_a = R_a' = 28 \text{ KN/cm}^2$;

Khi dùng bê tông M200 thép A-II thì $\alpha_0 = 0,62$; $A_0 = 0,428$.

Thép chịu kéo 3 ϕ 22 có $F_a = 11,4\text{cm}^2$;

Với $a=3,5\text{cm}$ có $h_0 = h - a = 35 - 3,5 = 31,5\text{cm}$.

Tính $R_a F_a = 28 \cdot 11,4 = 319,2\text{KN}$; $R_n b_c' h_c' = 0,9 \cdot 36 \cdot 8 = 259,2\text{KN}$.

Có $R_a F_a > R_n b_c' h_c'$ nên TTH qua sườn, khi đó

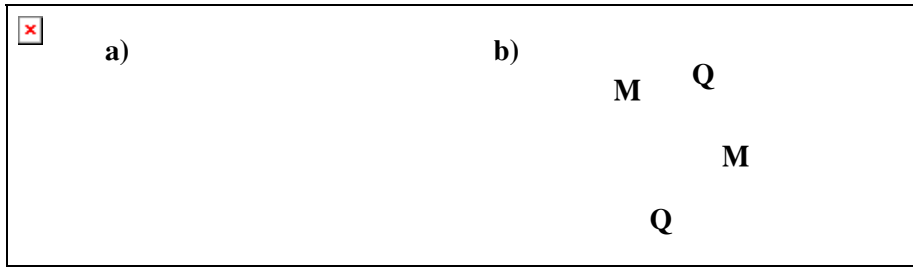
$$\text{Tính } \alpha = \boxed{} = \boxed{} = 0,36 \leq \alpha_0 = 0,62.$$

Từ α tính được $A = 0,295$;

$$\begin{aligned} M_{gh} &= A \cdot R_n \cdot b \cdot h_0^2 + R_n (b_c' - b) \cdot h_c' (h_0 - 0,5 h_c') \\ &= 0,295 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot (31,5)^2 + 0,9 \cdot (36 - 20) \cdot 8 \cdot (31,5 - 0,5 \cdot 8) \\ M_{gh} &= 8438 \text{ KNcm} = 84,4 \text{ KNm}. \end{aligned}$$

V. TÍNH TOÁN THEO CƯỜNG ĐỘ TRÊN TIẾT DIỆN NGHIÊNG (TÍNH CHỐNG CẮT).

1. Sự phá hoại trên tiết diện nghiêng.



Hình 2-17: Sự phá hoại trên tiết diện nghiêng

Ở những đoạn dầm có ứng suất lớn, ứng suất pháp do mô men và ứng suất tiếp do lực cắt sẽ gây ra những ứng suất kéo chính nghiêng với trục dầm một góc α và làm xuất hiện những vết nứt nghiêng (hình 2-17a).

Ta hiểu sự phá hoại này như sau: Trên tiết diện nghiêng có tác dụng của mô men uốn và lực cắt, mô men uốn có xu hướng làm quay hai phần dầm xung quanh vùng chịu nén, còn lực cắt có xu hướng kéo tách hai phần dầm theo phương vuông góc với trục dầm (hình 2-17b).

Về cốt thép: cốt dọc và cốt xiên có tác dụng chống lại sự quay của dầm (do mô men), còn cốt đai và cốt xiên có tác dụng chống lại sự tách hai phần dầm (do lực cắt). Cốt dọc cũng có tác dụng chịu lực cắt nhưng trong tính toán, để đơn giản người ta thường không kể đến tác dụng này.

2. Các điều kiện tính chống cắt: Gọi Q là lực cắt mà dầm phải chịu.

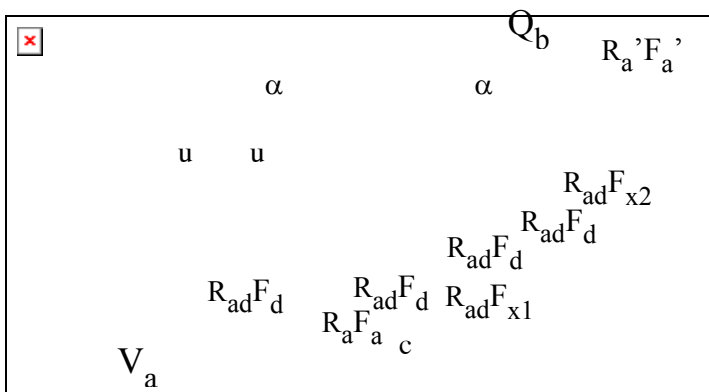
- Khi $Q \leq k_1 R_k b h_0$ thì chỉ riêng bê tông đã đủ chịu lực cắt, không phải tính chống cắt. Nếu có đặt cốt đai hay cốt xiên thì cũng chỉ là theo yêu cầu cấu tạo. Hệ số k_1 lấy như sau: Đối với dầm lấy $k_1 = 0,6$, đối với bản lấy $k_1 = 0,8$.

- Khi $Q > k_0 R_n b h_0$ thì sẽ xuất hiện nhiều khe nứt nghiêng, vết nứt sẽ phát triển rộng, dễ xảy ra nguy hiểm. Trường hợp này nên tăng kích thước tiết diện. Hệ số k_0 lấy như sau: Bê tông mác $\leq M400$ trở xuống lấy $k_0 = 0,35$, bê tông mác $\leq M500$ lấy $k_0 = 0,3$, bê tông mác $\leq M600$ lấy $k_0 = 0,25$.

- Vậy chỉ tính toán chống cắt khi: $k_1 R_k b h_0 < Q \leq k_0 R_n b h_0$ (2-14)

3. Khả năng chịu lực cắt trên tiết diện nghiêng

3.1. Sơ đồ ứng suất trên tiết diện nghiêng



Hình 2-18: Sơ đồ ứng suất trên tiết diện nghiêng

Sơ đồ ứng suất lấy như trên hình 2-18. Ngoài các kí hiệu đã biết còn có thêm các kí hiệu:

c: hình chiếu của tiết diện nghiêng lên phương trục dầm.

u: khoảng cách giữa các cốt đai.

α : góc uốn nghiêng của cốt xiên.

R_{ad} : cường độ tính toán của thép khi làm cốt đai và cốt xiên.

$F_{x1}, F_{x2} \dots$: diện tích tiết diện ngang lớp cốt xiên thứ 1, thứ 2 ...

F_d : diện tích tiết diện ngang của một lớp cốt đai: $F_d = n \cdot f_d$, với n là số nhánh cốt đai trên một lớp, f_d là diện tích tiết diện ngang của một nhánh cốt đai.

Khi tính toán lấy: ứng suất trong bê tông vùng chịu nén đạt R_n , ứng suất trong thép chịu kéo đạt R_a , ứng suất trong thép chịu nén đạt R_a' , ứng suất trong cốt đai và cốt xiên đạt R_{ad} .

3.2. Phương trình cân bằng:

Tổng hình chiếu tất cả các lực lên phương vuông góc trục cấu kiện, ta được:

$$Q \leq Q_b + \Sigma R_{ad} F_d + \Sigma R_{ad} F_x \sin \alpha \quad (2-15)$$

Trong đó:

- Khả năng chịu cắt của riêng bê tông là Q_b được xác định theo công thức thực nghiệm:

$$Q_b = \boxed{\phantom{0.025 R_{bt} b_0 c}} \quad (2-16)$$

- Khả năng chịu lực cắt của riêng cốt đai là $Q_d = \Sigma R_{ad} F_d + \boxed{\phantom{0.025 R_{ad} F_d}}$ c. Gọi khả năng chịu cắt của cốt đai phân bố đều theo chiều dài dầm là q_d thì

$$q_d = \boxed{\phantom{0.025 R_{ad} F_d}} \quad (2-17)$$

Nên
$$Q_d = \Sigma R_{ad} F_d = \boxed{\phantom{0.025 R_{ad} F_d}} c = q_d \cdot c \quad (2-18)$$

- Khả năng chịu lực cắt của cốt xiên là $Q_x = \Sigma R_{ad} F_x \sin \alpha \quad (2-19)$

- Thay các giá trị Q_b, Q_d vào (8-15) ta được công thức tính khả năng chịu lực cắt trên tiết diện nghiêng:

$$Q \leq \boxed{\phantom{0.025 R_{bt} b_0 c}} + q_d \cdot c + Q_x \quad (2-20)$$

4. Tính toán cốt đai khi không có cốt xiên.

4.1. Tiết diện nghiêng nguy hiểm nhất:

Khi không có cốt xiên ($F_x=0$), chỉ có bê tông và cốt đai chịu lực cắt. Khả năng chịu lực cắt của bê tông và cốt đai gộp lại là Q_{db} :

$$Q_{db} = \boxed{\phantom{0.025 R_{bt} b_0 c}} + q_d \cdot c \quad (2-21)$$

Thấy rằng Q_{db} phụ thuộc vào c. Bằng khảo sát hàm số Q_{db} ta thấy khi giá trị $c=c_0$ thì hàm số Q_{db} đạt cực tiểu, tức là tại tiết diện đó thì khả năng chịu lực cắt là bé nhất. Tiết diện tại $c=c_0$ gọi là tiết diện nghiêng nguy hiểm nhất với giá trị cực trị:

$$c_0 = \boxed{\phantom{0.025 R_{bt} b_0 c}} \quad (2-22)$$

Thay giá trị c_0 vào công thức tính ta được khả năng chịu lực cắt tại tiết diện nghiêng nguy hiểm nhất:

$$Q_{db} = \boxed{} \quad (2-23)$$

4.2. Tính khoảng cách giữa các cốt đai:

Cốt đai trong dầm được xác định bởi 3 đại lượng: đường kính cốt đai d , số nhánh cốt đai n và khoảng cách giữa hai cốt đai gần nhau là u . Khi tính toán chống cắt mà không dùng cốt xiên, người ta thường căn cứ vào độ lớn của dầm để chọn trước đường kính và số nhánh cốt đai, sau đó chọn khoảng cách giữa các cốt đai theo 3 yếu tố sau:

a) Khoảng cách cốt đai theo khả năng chịu lực cắt trên tiết diện nghiêng nguy hiểm nhất (u_{tt}).

Từ $Q \leq Q_{db} = \boxed{}$ rút ra $q_d \geq \boxed{}$ (2-24)

Mà $q_d = \boxed{}$ cho nên $u = \boxed{}$

Rút ra $u \leq u_{tt} = R_{ad} \cdot F_d \cdot \boxed{}$ (2-25)

b) Khoảng cách lớn nhất giữa hai cốt đai (u_{max}).

Để tránh xảy ra sự phá hoại trên tiết diện nghiêng nằm giữa hai cốt đai ($c < u$), tiết diện này chỉ có bê tông chịu cắt nên điều kiện cường độ là $Q \leq Q_b = \boxed{}$ rút ra $u \leq \boxed{}$. Để tăng mức độ an toàn, tiêu chuẩn thiết kế cho phép lấy $u \leq \boxed{}$.

Gọi khoảng cách lớn nhất giữa hai cốt đai gần nhất là u_{max} , lấy:

$$u_{max} = \boxed{} \quad (2-26)$$

Khi thiết kế phải lấy $u \leq u_{max}$

c) Khoảng cách cốt đai theo yêu cầu cấu tạo (u_{ct}).

Trong đoạn dầm phải tính chống cắt và đoạn dầm gần gối tựa, khoảng cách giữa các cốt đai không được lớn quá qui định:

+ Với dầm có chiều cao $h > 450\text{mm}$ thì lấy $u_{ct} \leq \boxed{}$ và $u_{ct} \leq 300\text{mm}$;

+ Với dầm có chiều cao $h \leq 450\text{mm}$ thì lấy $u_{ct} \leq \boxed{}$ và $u_{ct} \leq 150\text{mm}$;

Trong đoạn dầm bên trong (khoảng giữa dầm), qui định như sau:

+ Với dầm có chiều cao $h > 300\text{mm}$ thì lấy $u_{ct} = \boxed{} h$ và $u_{ct} \leq 500\text{mm}$;

+ Với dầm có chiều cao $h \leq 300\text{mm}$ mà $Q \leq k_1 R_k b h_0$ thì có thể không đặt cốt đai.

***Kết luận:** Khi thiết kế chọn khoảng cách giữa các cốt đai: $u \leq u_{tt}$, $u \leq u_{max}$ và $u \leq u_{ct}$; đồng thời chọn u là số chẵn theo cm để dễ thi công.

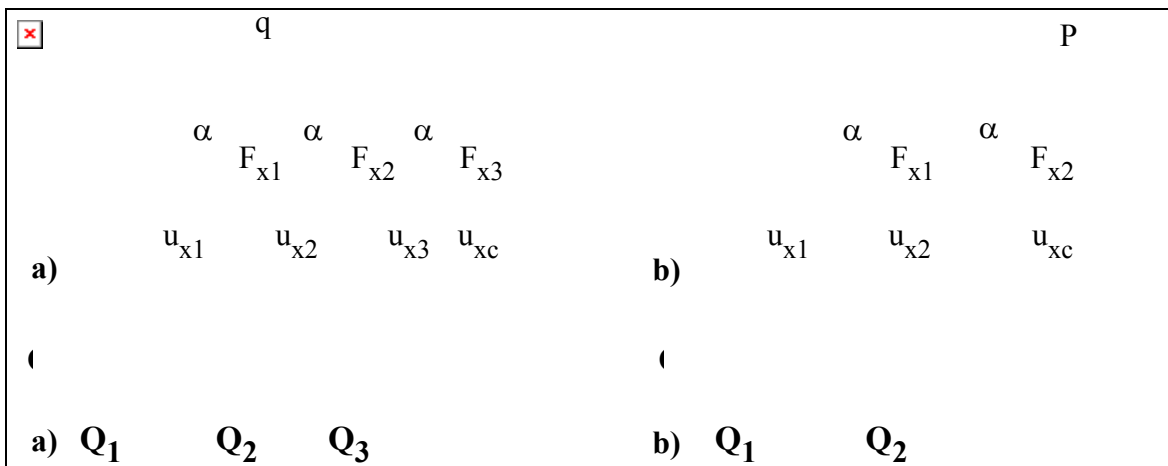
5. Tính toán cốt xiên.

Khi dầm chịu lực cắt lớn, người ta phải dùng cả cốt đai và cốt xiên. Thông thường người ta chọn và bố trí cốt đai trước (d, n, u) qua đó tính được Q_{db} để so sánh với lực cắt Q mà dầm phải chịu. Chỉ phải tính toán và bố trí cốt xiên cho đoạn dầm nào có $Q > Q_{db}$.

5.1. Bố trí lớp cốt xiên:

Khi bố trí cốt xiên, vị trí các lớp cốt xiên phải thỏa mãn các yêu cầu theo tính toán (xem hình vẽ 2-19).

Gọi khoảng cách từ đầu mép gối tựa đến đầu lớp cốt xiên thứ nhất là u_{x1} ; khoảng cách từ điểm cuối lớp cốt xiên thứ nhất đến điểm đầu lớp cốt xiên thứ 2 là u_{x2} ; khoảng cách từ điểm cuối lớp cốt xiên cuối cùng đến tiết diện có $Q < Q_{db}$ là u_{xc} . Yêu cầu $u_{x1}, u_{x2}, \dots, u_{xc}$ đều phải nhỏ hơn u_{max} .



Hình 2-19: Xác định vị trí các lớp cốt xiên.

a) Trường hợp tải trọng phân bố đều. b) Trường hợp tải trọng tập trung

Đường kính cốt xiên thường dùng từ 10 ÷ 25mm

5.2. Tính toán diện tích các lớp cốt xiên:

Theo lý thuyết, một tiết diện nghiêng nguy hiểm có thể cắt qua nhiều lớp cốt xiên, khi đó việc tính toán phức tạp. Để tính toán đơn giản và an toàn, có thể cho rằng mỗi tiết diện nghiêng nguy hiểm chỉ cắt qua một lớp cốt xiên. Khi đó tính được:

$$Q_1 \leq Q_{db} + \Sigma R_{ad} F_{x1} \sin \alpha \quad \text{rút ra} \quad F_{x1} \geq \boxed{\text{[red X]}} \quad (2-27)$$

$$Q_2 \leq Q_{db} + \Sigma R_{ad} F_{x2} \sin \alpha \quad \text{rút ra} \quad F_{x2} \geq \boxed{\text{[red X]}} \quad (2-28)$$

$$Q_3 \leq Q_{db} + \Sigma R_{ad} F_{x3} \sin \alpha \quad \text{rút ra} \quad F_{x3} \geq \boxed{\text{[red X]}} \quad (2-29)$$

Các giá trị Q_1, Q_2, Q_3 lấy như trên hình 2-19.

6. Bài tập ví dụ.

6.1. Ví dụ 2-9: Tính toán chống cắt cho dầm đơn giản có nhịp 4,8m; kích thước tiết diện ngang 20x45cm; $h_0=41$ cm, chịu tải trọng phân bố đều $q=40$ KN/m. Dùng bê tông mác M200#, cốt thép nhóm A-I.

Giải:

Số liệu tính:

Với bê tông mác M200 có $R_n = 0,9 \text{ KN/cm}^2$, $R_k = 0,075 \text{ KN/cm}^2$;

Với thép A-I có $R_{ad} = 18 \text{ KN/cm}^2$;

Giá trị lực cắt lớn nhất $Q = \boxed{\times} = 96 \text{ KN}$

Có $k_1 R_k b h_0 = 0,6 \cdot 0,075 \cdot 20 \cdot 41 = 36,9 \text{ KN}$

$k_0 R_n b h_0 = 0,35 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 41 = 258,3 \text{ KN}$

Vì $36,9 \text{ KN} < Q = 96 \text{ KN} < 258,3 \text{ KN}$ nên phải tính toán chống cắt.

Chọn đai $\phi 6$ ($f_d = 0,283 \text{ cm}^2$), đai 2 nhánh ($n=2$). $F_d = n \cdot f_d = 2 \cdot 0,283 = 0,566 \text{ cm}^2$.

Khoảng cách tính toán giữa hai cốt đai:

$$u_{tt} = R_{ad} \cdot F_d \boxed{\times} = 23 \cdot 0,566 \cdot \boxed{\times} = 28,49 \text{ cm.}$$

Khoảng cách lớn nhất giữa hai cốt đai:

$$u_{\max} = \boxed{\times} = \boxed{\times} = 39,4 \text{ cm.}$$

Khoảng cách cấu tạo giữa hai cốt đai: $u_{ct} = 150 \text{ mm}$

Vậy: Khoảng cách thiết kế giữa hai cốt đai: $u = 15 \text{ cm}$.

Với khoảng cách bố trí này, có: $q_d = \boxed{\times} = \boxed{\times} = 0,868 \text{ KN/cm}$.

$$Q_{db} = \boxed{\times} = \boxed{\times} = 132,3 \text{ KN.}$$

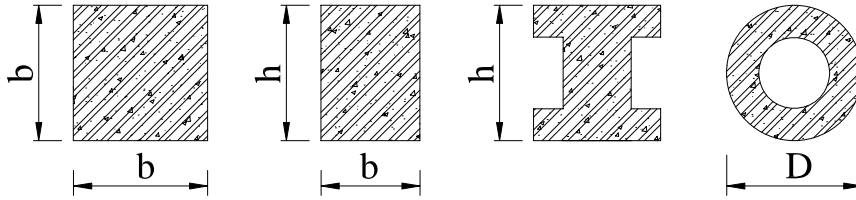
Có $Q < Q_{db}$ nên chỉ riêng bê tông và cốt đai đã đủ chịu lực cắt, không phải tính toán đặt cốt xiên.

CHƯƠNG III TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU NÉN VÀ CHỊU KÉO

I. CẤU KIỆN CHỊU NÉN ĐÚNG TÂM

1. Đặc điểm cấu tạo.

- Về hình dáng tiết diện: có thể là hình vuông, hình chữ nhật, hình chữ I, hình vành khuyên.



Hình 3.1: Hình

dạng tiết diện của cấu kiện chịu nén đúng tâm

Kích thước tiết diện lấy theo tính toán chịu lực và yêu cầu kiến trúc nhưng phải thoả mãn về độ mảnh theo yêu cầu sau:

+ Với tiết diện bất kỳ có bán kính quán tính nhỏ nhất của tiết diện là r thì độ mảnh:

$$\lambda = \frac{l_0}{r} \leq \lambda_0$$

+ Với tiết diện chữ nhật cạnh nhỏ là b thì độ mảnh: $\lambda_b = \frac{l_0}{b} \leq \lambda_{0b}$

Trong đó:

λ_0, λ_{0b} : độ mảnh giới hạn, được lấy như sau: $\lambda_0 = 200$ và $\lambda_{0b} = 52$.

l_0 : là chiều dài tính toán của cấu kiện, $l_0 = \mu l$; với μ là hệ số phụ thuộc vào hình thức liên kết ở hai đầu cấu kiện, được lấy như sau:

- . Nếu cấu kiện hai đầu liên kết khớp: $\mu = 1$;
- . Nếu cấu kiện một đầu ngàm một đầu khớp: $\mu = 0,7$;
- . Nếu cấu kiện hai đầu liên kết ngàm: $\mu = 0,5$;
- . Nếu cấu kiện một đầu ngàm một đầu tự do: $\mu = 2$;

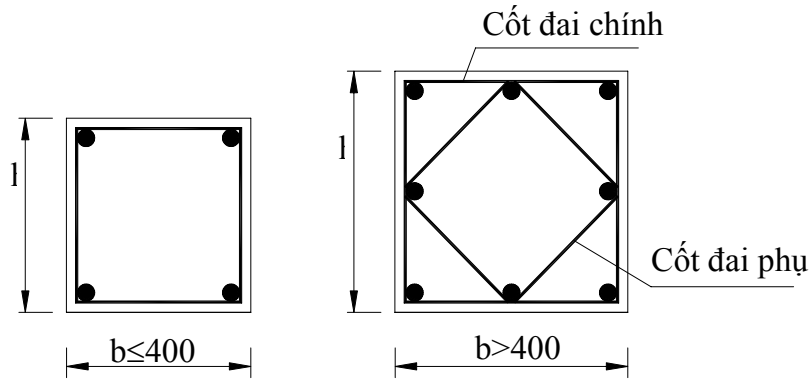
- Cốt thép dọc chịu lực có đường kính từ $12 \div 40\text{mm}$, phải đặt đối xứng so với trục đối xứng của tiết diện. Gọi tổng diện tích tiết diện ngang của cốt thép là F_{at} , diện tích tiết

diện ngang của cấu kiện là F thì hàm lượng cốt thép $\mu_t = \frac{F_{at}}{F}$ phải thoả mãn yêu cầu $\mu_t \geq \mu_{\min}$ và nên lấy $\mu_t \leq 3\%$. Hàm lượng tối thiểu μ_{\min} lấy phụ thuộc độ mảnh như sau:

- + Khi $\lambda \leq 17$ hoặc $\lambda_b \leq 5$ thì lấy $\mu_{\min} = 0,1\%$
- + Khi $17 < \lambda \leq 35$ hoặc $5 < \lambda_b \leq 10$ thì lấy $\mu_{\min} = 0,2\%$
- + Khi $35 < \lambda \leq 83$ hoặc $10 < \lambda_b \leq 24$ thì lấy $\mu_{\min} = 0,4\%$
- + Khi $\lambda > 83$ hoặc $\lambda_b > 24$ thì lấy $\mu_{\min} = 0,5\%$

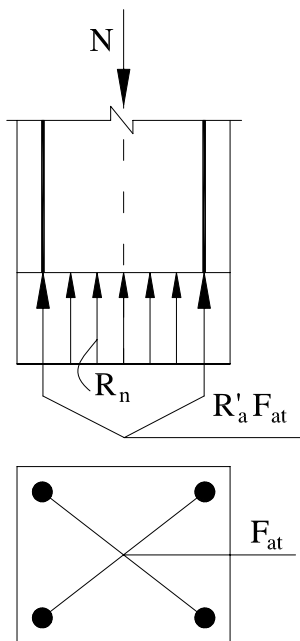
Khoảng cách giữa các cốt dọc lấy theo yêu cầu truyền lực và theo yêu cầu thi công,

đồng thời không quá 400mm.



Hình 3-2: Bố trí cốt thép cho cấu kiện chịu nén đúng tâm

- Cốt thép đai: dùng để liên kết các thép dọc lại với nhau thành khung, giữ đúng vị trí của thép dọc lúc thi công. Cốt thép đai thường dùng đường kính từ 6 ÷ 10mm, chọn sao cho đường kính đai $d_{đai} \geq \frac{1}{4} d_1$ (d_1 là đường kính cốt dọc chịu nén lớn nhất). Khoảng cách giữa các cốt đai lấy không quá $15d_2$ (d_2 là đường kính cốt dọc chịu nén bé nhất). Trong đoạn nối buộc cốt thép dọc, khoảng cách cốt đai lấy không quá $10d_2$.



Hình 3-3: Sơ đồ ứng suất của tiết diện chịu nén đúng tâm

Để giữ ổn định tốt, cần bố trí sao cho cứ cách một thép dọc lại có một cốt thép dọc khác nằm ở góc cốt đai. Chỉ khi cạnh của tiết diện không quá 400mm và trên mỗi cạnh có không quá 4 cốt thép dọc mới cho phép dùng một cốt đai bao quanh tất cả các cốt thép dọc.

2. Tính toán tiết diện.

2.1. Sơ đồ ứng suất: Khi chịu nén đúng tâm, toàn bộ tiết diện chịu nén.

N: lực dọc tính toán;

F: diện tích tiết diện, khi $\mu_t < 3\%$ thì lấy $F = F_b$ (F_b là diện tích tiết diện bê tông)

F_{at} : Tổng diện tích tiết diện cốt thép dọc.

Khi tính toán có thể coi: ứng suất trong bê tông đạt R_n , ứng suất trong cốt thép dọc đạt R_a' .

2.2. Công thức tính:

Khi tính toán theo trạng thái giới hạn và có kể đến ảnh hưởng của uốn dọc, ta có công thức tính:

$$N \leq N_{gh} = \varphi(R_n F + R_a' F_{at}) \quad (3-1)$$

Hệ số uốn dọc φ được tra theo bảng phụ thuộc vào độ mảnh λ hoặc λ_b (tra bảng 7-PL)

Khi xác định R_n , cần kể thêm vào đó hệ số điều kiện làm việc của bê tông m_b (tra bảng 2-PL) bằng cách lấy giá trị cường độ tính toán của bê tông là $m_b R_n$.

3. Bài toán thường gặp.

3.1. Bài toán 1: Tính cốt thép F_{at} .

Cho biết kích thước tiết diện, chiều dài tính toán l_0 , lực dọc N , cường độ của vật liệu R_n, R_a' , hệ số điều kiện làm việc của bê tông m_b . Yêu cầu tính F_{at} .

- Tính F , tính độ mảnh $\lambda = \frac{l_0}{r}$ hoặc $\lambda_b = \frac{l_0}{b}$ rồi tra bảng 7-PL được φ .

- Từ (3-1) rút ra được $F_{at} = \frac{\frac{N}{\varphi} - R_n F}{R_a'}$.

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép: tính $\mu = \frac{F_{at}}{F}$ rồi so sánh.

Nếu $\mu > 3\%$ thì nên tăng kích thước tiết diện rồi tính lại.

Nếu $\mu < \mu_{min}$ thì lấy $F_{at} \geq \mu_{min} F$.

- Chọn và bố trí cốt thép sao cho thoả mãn về cường độ và yêu cầu cấu tạo.

3.2. Bài toán 2: Kiểm tra khả năng chịu lực của tiết diện.

Cho biết kích thước tiết diện, chiều dài tính toán l_0 , diện tích tiết diện F , diện tích cốt thép F_{at} và cách bố trí, cường độ của vật liệu R_n, R_a' , hệ số điều kiện làm việc của bê tông m_b . Yêu cầu tính lực nén đúng tâm giới hạn N_{gh} .

- Tính độ mảnh $\lambda = \frac{l_0}{r}$ hoặc $\lambda_b = \frac{l_0}{b}$ rồi tra bảng 7-PL được φ .

- Tính $N_{gh} = \varphi(R_n F + R_a' F_{at})$.

4. Bài tập ví dụ.

4.1. Ví dụ 3-1: Cho một cột BTCT hai đầu liên kết ngàm có chiều cao $H=4,8m$; tiết diện hình vuông $25 \times 25cm$; chịu lực nén đúng tâm $N=850KN$. Dùng bê tông mác M200#, thép nhóm A-II. Tính cốt thép chịu lực cho cột.

Giải:

Với bê tông mác M200 có $R_n = 0,9 \text{ KN/cm}^2$; thép A-II có $R_a = R_a' = 28 \text{ KN/cm}^2$;

$$l_0 = \mu l = 0,5 \cdot 480 = 240 \text{ cm}; \quad \lambda_b = \frac{l_0}{b} = \frac{240}{25} = 9,6 \Rightarrow \varphi = 0,996.$$

$$F_{at} = \frac{\frac{N}{\varphi} - R_n F}{R_a'} = \frac{\frac{820}{0,996} - 0,9 \cdot 25 \cdot 25}{28} = 9,31 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Hàm lượng } \mu_t = \frac{F_{at}}{F} \cdot 100\% = \frac{9,31}{25 \cdot 25} \cdot 100\% = 1,49\% > \mu_{\min} = 0,2\% \text{ và } \mu_t < 3\%$$

Chọn 4 ϕ 18 có $F_{at} = 10,18 \text{ cm}^2$.

4.2. Ví dụ 3-2: Cho một cột BTCT chịu nén đúng tâm một đầu liên kết ngàm, đầu kia tự do, có chiều cao $H=4,2\text{m}$; tiết diện hình vuông $30 \times 30 \text{ cm}$; cốt thép chịu lực bố trí 4 ϕ 18. Dùng bê tông mác M200[#], thép nhóm C-II. Tính khả năng chịu lực nén N_{gh} của cột.

Giải:

Với bê tông mác M200 có $R_n = 0,9 \text{ KN/cm}^2$; thép C-II có $R_a = R_a' = 26 \text{ KN/cm}^2$;

Thép chịu lực 4 ϕ 18 có $F_{at} = 10,18 \text{ cm}^2$;

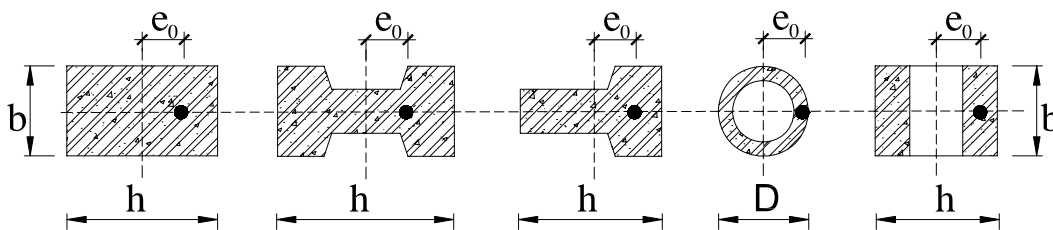
$$l_0 = \mu l = 2 \cdot 420 = 840 \text{ cm}; \quad \lambda_b = \frac{l_0}{b} = \frac{840}{30} = 28 \Rightarrow \varphi = 0,64.$$

$$N_{gh} = \varphi(R_n F + R_a' F_{at}) = 0,64(0,9 \cdot 30 \cdot 30 + 26 \cdot 10,18) = 688 \text{ KN}$$

II. CẤU KIỆN CHỊU NÉN LỆCH TÂM

1. Đặc điểm cấu tạo.

Khi lực nén N đặt không trùng với trọng tâm tiết diện, nếu dời điểm đặt lực nén về tâm tiết diện ta được một lực nén đúng tâm và một mô men uốn $M=N \cdot e_0$, tức là cấu kiện vừa chịu nén vừa chịu uốn.



- Cấu kiện chịu nén lệch tâm thường có tiết diện hình chữ nhật, chữ I, chữ T, vành khuyên hoặc cột rỗng hai thân. Đặt tiết diện sao cho khả năng chịu lực tốt nhất.

Hình 3.4: Hình dạng tiết diện của cấu kiện chịu nén lệch tâm

Kích thước tiết diện lấy theo yêu cầu sau: tỷ số $\frac{h}{b} \approx 1,5 \div 3$; $F \approx (1,2 \div 1,5) \frac{N}{R_n}$ chọn sao

cho $\lambda = \frac{l_0}{r} \leq \lambda_0$ hoặc $\lambda_b = \frac{l_0}{b} \leq \lambda_{0b}$, với cột lấy $\lambda_0 = 120$ hoặc $\lambda_{0b} = 32$, với cấu kiện khác

lấy $\lambda_0=200$ hoặc $\lambda_{0b} = 52$.

- Cốt thép dọc chịu lực có đường kính từ 12 ÷ 40mm, Khi cạnh của tiết diện lớn hơn 20cm thì nên dùng cốt thép dọc có đường kính tối thiểu là 16mm. Gọi diện tích tiết diện ngang của cốt thép đặt về phía cạnh chịu nén nhiều hơn là F_a' , diện tích tiết diện ngang của cốt thép đặt về phía cạnh chịu nén ít hơn (hoặc chịu kéo) là F_a , hàm lượng cốt thép

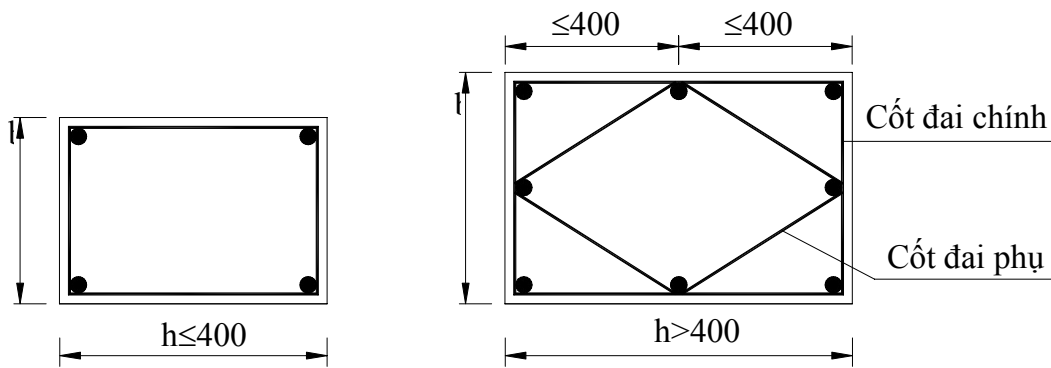
$\mu' = \frac{F_a'}{bh_0}$ và $\mu = \frac{F_a}{bh_0}$ phải thỏa mãn yêu cầu μ' , $\mu \geq \mu_{\min}$ và nên lấy $\mu + \mu' = \mu_t \leq 3,5\%$. Hàm

lượng tối thiểu μ_{\min} lấy phụ thuộc độ mảnh λ hoặc $\lambda_h = \frac{l_0}{h}$ như sau:

- + Khi $\lambda \leq 17$ hoặc $\lambda_h \leq 5$ thì lấy $\mu_{\min} = 0,05\%$
- + Khi $17 < \lambda \leq 35$ hoặc $5 < \lambda_h \leq 10$ thì lấy $\mu_{\min} = 0,1\%$
- + Khi $35 < \lambda \leq 83$ hoặc $10 < \lambda_h \leq 24$ thì lấy $\mu_{\min} = 0,2\%$
- + Khi $\lambda > 83$ hoặc $\lambda_h > 24$ thì lấy $\mu_{\min} = 0,25\%$

Khi cạnh $h > 500\text{mm}$ thì phải đặt thêm cốt dọc cấu tạo sao cho khoảng cách giữa các thanh thép dọc không quá 400mm. Đường kính thép dọc cấu tạo không nhỏ hơn 12mm.

- Cốt thép đai: dùng để liên kết các thép dọc lại với nhau thành khung, giữ đúng vị trí của thép dọc lúc thi công. Cốt đai thường dùng đường kính từ 6 ÷ 10mm, chọn sao cho đường kính đai $d_{\text{đai}} \geq \frac{1}{4} d_1$ (d_1 là đường kính cốt dọc chịu nén lớn nhất). Khoảng cách giữa các cốt đai lấy không quá $15d_2$ (d_2 là đường kính cốt dọc chịu nén bé nhất), nên lấy $u \leq 300\text{mm}$. Trong đoạn nối buộc cốt thép dọc, khoảng cách cốt đai lấy không quá $10d_2$.



Hình 3-5: Bố trí cốt thép cho cấu kiện chịu nén lệch tâm

Để giữ ổn định tốt, cần bố trí sao cho cứ cách một thép dọc lại có một cốt thép dọc khác nằm ở góc cốt đai. Chỉ khi cạnh của tiết diện không quá 400mm và trên mỗi cạnh có không quá 4 cốt thép dọc mới cho phép dùng một cốt đai bao quanh tất cả các cốt thép dọc.

2. Sự làm việc của cấu kiện chịu nén lệch tâm.

2.1. Độ lệch tâm:

Độ lệch tâm tính toán của cấu kiện: $e_0 = e_{01} + e_{ng}$ (3-2)

Trong đó: $e_{01} = \frac{M}{N}$ là độ lệch tâm do lực.

e_{ng} là độ lệch tâm ngẫu nhiên, kể đến do sai lệch kích thước khi thi công, do thép đặt không đối xứng, do bê tông không đồng nhất Lấy e_{ng} theo số liệu thực tế. Nếu không có số liệu thực tế thì lấy tùy theo loại cấu kiện và hình thức chịu lực. Với cấu kiện tĩnh định hoặc siêu tĩnh chịu nén trực tiếp lấy $e_{ng} \geq \frac{1}{25} h$ và phải lớn hơn các giá trị sau: $e_{ng} \geq 2\text{cm}$ với cột hoặc tấm có $h \geq 25\text{cm}$; $e_{ng} \geq 1,5\text{cm}$ với cấu kiện có $15 \leq h \leq 25\text{cm}$; $e_{ng} \geq 1\text{cm}$ với cấu kiện có $h < 15\text{cm}$.

2.2. Hai trường hợp lệch tâm:

- Trường hợp lệch tâm lớn: Khi M tương đối lớn và N tương đối nhỏ, tức là e_{01} lớn, trên tiết diện ngang của cấu kiện có hai vùng kéo và nén rõ rệt. Sự phá hoại có thể bắt đầu từ vùng kéo giống như cấu kiện chịu uốn. Gọi x là chiều cao vùng nén thì cấu kiện chịu nén lệch tâm lớn khi $x \leq \alpha_0 h_0$.

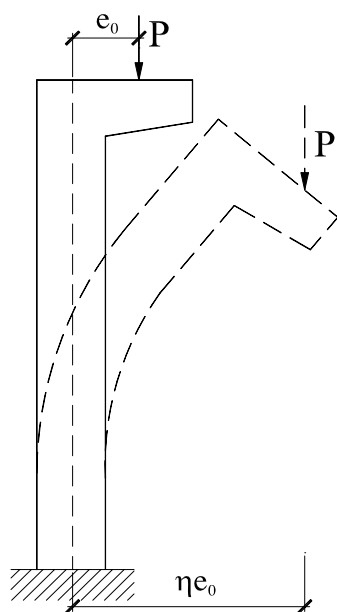
- Trường hợp lệch tâm bé: Khi e_{01} nhỏ, cấu kiện có thể bị nén trên toàn bộ tiết diện hoặc có một phần nhỏ tiết diện bị kéo. Sự phá hoại thường xảy ra ở vùng nén nhiều. Cấu kiện chịu nén lệch tâm bé khi $x > \alpha_0 h_0$.

- Khi thiết kế, lúc đầu chưa biết giá trị của x có thể phân biệt hai trường hợp nén lệch tâm như sau: Nén lệch tâm lớn khi $e \geq e_{0gh}$, nén lệch tâm bé khi $e < e_{0gh}$ với:

$$e_{0gh} = 0,4(1,25h - \alpha_0 h_0) \quad (3-3)$$

2.3. Ảnh hưởng của uốn dọc:

Lực dọc đặt lệch tâm làm cho cấu kiện có chuyển vị khỏi vị trí ban đầu, kết quả là sự lệch tâm tăng (hình 3-6). Gọi độ lệch tâm ban đầu là e_0 thì độ lệch tâm cuối cùng là ηe_0 ; hệ số $\eta \geq 1$ và được gọi là hệ số xét đến ảnh hưởng của uốn dọc, tính theo công thức (3-4); khi $\lambda \leq 28$ hoặc $\lambda_h \leq 8$ thì có thể bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc, tức là lấy $\eta = 1$.



$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}} \quad (3-4)$$

Hình 3-6: Sự tăng độ

lệch tâm khi bị uốn dọc

Trong đó, N_{th} gọi là lực nén tới hạn, được xác định theo công thức thực nghiệm:

$$N_{th} = \frac{6,4}{l_0^2} \left(\frac{S}{k_{dh}} E_b J_b + E_a J_a \right) \quad (3-5)$$

Với:

- J_b : mô men quán tính chính trung tâm của tiết diện bê tông, nếu tiết diện hình chữ

nhật thì $J_b = \frac{bh^3}{12}$

- J_a : mô men quán tính của toàn bộ diện tích cốt thép dọc đối với trục đi qua trọng

tâm tiết diện. Hàm lượng cốt thép trên tiết diện là $\mu_t = \frac{F_a + F'_a}{bh_0}$ thì với tiết diện chữ nhật:

$$J_a = \mu_t \cdot bh_0 (0,5h - a)^2 \quad (3-6)$$

- S : hệ số kể đến ảnh hưởng của độ lệch tâm e_0 ; khi $e_0 \leq 0,05h$ lấy $S=0,84$; khi $e_0 > 5h$

lấy $S=0,122$; khi $0,05h < e_0 \leq 5h$ lấy $S = 0,1 + \frac{0,11}{h} + 0,1$ (3-7)

- k_{dh} : hệ số kể đến tính chất dài hạn của tải trọng: $k_{dh} = 1 +$ (3-8)

+ y là khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến mép chịu kéo (hay chịu nén ít hơn) khi chịu toàn bộ mô men uốn M và lực nén N .

+ M_{dh} và N_{dh} là mô men uốn và lực nén do riêng tải trọng tác dụng dài hạn gây ra.

Khi tính toán phải lấy $k_{dh} \geq 1$.

3. Tính toán cấu kiện có tiết diện chữ nhật chịu nén lệch tâm lớn.

3.1. Công thức tính:

a) Sơ đồ ứng suất: trên hình 3-7, sơ đồ ứng suất giống như cấu kiện chịu uốn: Tiết diện có hai vùng kéo nén rõ rệt. Chiều cao của vùng nén là $x \leq \alpha_0 h_0$.

Tại vùng chịu nén ứng suất trong bê tông đạt tới R_n , ứng suất trong cốt thép F_a đạt R_a .

Tại vùng chịu kéo xem như chỉ có cốt thép F_a chịu lực. Đến trạng thái giới hạn, ứng suất trong cốt thép F_a đạt R_a .

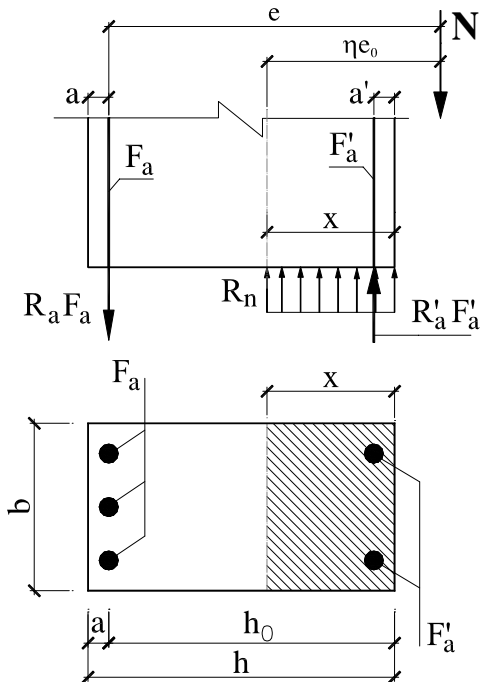
Khoảng cách từ điểm đặt lực N đến trọng tâm cốt thép chịu kéo là:

$$e = \eta e_0 + 0,5h - a \quad (3-9)$$

b) Phương trình cân bằng: Lập phương trình hình chiếu các lực lên phương trục của cấu kiện và phương trình cân bằng mô men của các lực đối với trục đi qua trọng tâm cốt thép chịu kéo, ta được hệ phương trình:

$$N = R_n \cdot b \cdot x + R_a' F_a' - R_a F_a \quad (3-10)$$

$$e \cdot N = R_n \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_a' F_a' (h_0 - a') \quad (3-11)$$



Hình 3-7: Sơ đồ ứng suất để tính cấu kiện chịu nén lệch tâm lớn tiết diện chữ nhật

c) Công thức cơ bản: Đặt $\alpha = \frac{x}{h_0} \Rightarrow x = \alpha \cdot h_0$; $A = \alpha(1 - 0,5\alpha)$ và thay vào hệ phương trình cân bằng ta được công thức tính:

$$N = \alpha \cdot R_n \cdot b \cdot h_0 + R_a' F_a' - R_a F_a \quad (3-10)a$$

$$e \cdot N = A \cdot R_n \cdot b \cdot h_0^2 + R_a' F_a' (h_0 - a') \quad (3-11)a$$

d) Điều kiện hạn chế: Công thức chỉ đúng khi $x \leq \alpha_0 h_0$ hay $\frac{x}{h_0} \leq \alpha_0$ tức là: $\alpha \leq \alpha_0$ hoặc $A \leq A_0$. Để ứng suất trong cốt thép chịu nén đạt đến giới hạn R_a' thì phải thỏa mãn

điều kiện: $x \geq 2a'$ hay $\alpha \geq \frac{2a'}{h_0}$.

3.2. Bài toán áp dụng:

a) Bài toán 3: Tính F_a' và F_a khi biết $b, h, l_0, M, N, M_{dh}, N_{dh}$, mác bê tông, nhóm cốt thép.

Từ mác bê tông và nhóm cốt thép tìm được các số liệu tính toán $R_n, R_a, R_a', E_a, E_b, a_0, A_0$.

Giả thiết a, a' để tính $h_0 = h - a$.

Tính $\frac{2a'}{h_0}$; tính $J_b = \frac{bh^3}{12}$; tính e_{0gh} ; giả thiết $\mu_t = 0,8 \div 1,5\%$ để tính $J_a = \mu_t \cdot bh_0(0,5h - a)$

2; tính $e_{01} = \frac{M}{N}$; e_{ng} ; tính e_0 .

Tính toán để xác định k_{dh} , S , h và tính $e = \eta e_0 + 0,5h - a$.

Tính thép: từ hệ phương trình (3-10) và (3-11) có chứa 3 ẩn số là x , F_a , F_a' nên ta không thể giải trực tiếp được mà phải bổ sung thêm điều kiện. Ở đây dựa vào điều kiện kinh tế, đặt thép có lợi nhất khi $x = \alpha_0 h_0$. Vậy ta lấy $a = a_0$; $A = A_0$.

Theo công thức (3-11)a tính được $F_a' = \frac{e \cdot N - A_0 R_n b h_0^2}{R_a' (h_0 - a')}$

Từ công thức (3-10)a ta tính được $F_a = \frac{\alpha_0 R_n b h_0 - N}{R_a} + \frac{R_a' F_a'}{R_a}$

Kiểm tra hàm lượng thép và chọn thép bố trí sao cho $\mu \geq \mu_{min}$; $\mu' \geq \mu'_{min}$.

b) Bài toán 4: Tính F_a khi biết b , h , l_0 , M , N , M_{dh} , N_{dh} , mác bê tông, nhóm cốt thép, biết trước F_a' và cách bố trí.

Từ mác bê tông và nhóm cốt thép tìm được các số liệu tính toán R_n , R_a , R_a' , E_a , E_b ,

α_0 , A_0 . Giả thiết a để tính $h_0 = h - a$. Tính $\frac{2a'}{h_0}$; tính $J_b = \frac{bh^3}{12}$; tính e_{0gh} ; giả thiết

$\mu_t = 0,8 \div 1,5\%$ để tính $J_a = \mu_t \cdot b h_0 (0,5h - a)^2$; tính $e_{01} = \frac{M}{N}$; e_{ng} ; tính e_0 .

Tính toán để xác định k_{dh} , S , h và tính $e = \eta e_0 + 0,5h - a$; $e' = e - h_0 + a'$.

Từ (3-11)a tính $A = \frac{e \cdot N - R_a' F_a' (h_0 - a')}{R_n b h_0^2}$ rồi so sánh với A_0 .

Nếu $A > A_0$ thì cốt thép F_a' đã biết là quá nhỏ, chưa đủ chịu lực nên phải xem như chưa biết F_a' . Khi đó tính thép như bài toán 3:

$F_a' \geq \frac{e \cdot N - A_0 R_n b h_0^2}{R_a' (h_0 - a')}$ và $F_a = \frac{\alpha_0 R_n b h_0 - N}{R_a} + \frac{R_a' F_a'}{R_a}$.

Nếu $A \leq A_0$ thì từ A tính hoặc tra bảng (bảng 6-PL) được α và tính thép F_a tùy theo

giá trị α so với $\frac{2a'}{h_0}$

+ Khi $\alpha \geq \frac{2a'}{h_0}$ thì $F_a \geq \frac{\alpha_0 R_n b h_0 - N}{R_a} + \frac{R_a' F_a'}{R_a}$.

+ Khi $\alpha < \frac{2a'}{h_0}$ thì lấy $x = 2a'$ rồi viết phương trình cân bằng mô men với trọng tâm vùng bê tông chịu nén được: $e' \cdot N = R_a F_a (h_0 - a')$ (3-12)

Từ đó rút ra được: $F_a \geq \frac{e' N}{R_a (h_0 - a')}$

c) Bài toán 5: Tính và đặt thép đối xứng ($F_a = F_a'$) khi biết b , h , l_0 , M , N , M_{dh} , N_{dh} ,

mác bê tông, nhóm cốt thép.

Từ mác bê tông và nhóm cốt thép tìm được các số liệu tính toán $R_n, R_a, R_a', E_a, E_b,$

α_0, A_0 . Giả thiết a để tính $h_0 = h - a$. Tính $\frac{2a'}{h_0}$; tính $J_b = \frac{bh^3}{12}$; tính e_{0gh} ; giả thiết

$\mu_t = 0,8 \div 1,5\%$ để tính $J_a = \mu_t \cdot bh_0(0,5h-a)^2$; tính $e_{0l} = \frac{M}{N}$; e_{ng} ; tính e_0 .

Tính toán để xác định k_{dh}, S, h và tính $e = \eta e_0 + 0,5h - a$.

Thông thường $R_a = R_a'$. Vì đặt thép đối xứng ($F_a = F_a'$) nên từ (3-10) ta rút ra được

$N = R_n \cdot b \cdot x$, nên có: $x = \frac{N}{R_n \cdot b}$. So sánh:

+ Nếu $x > \alpha_0 h_0$: không thoả mãn bài toán lệch tâm lớn.

+ Nếu $2a' < x \leq \alpha_0 h_0$: từ (3-11) rút ra được $F_a = F_a' = \frac{N(e - h_0 + 0,5x)}{R_a'(h_0 - a')}$.

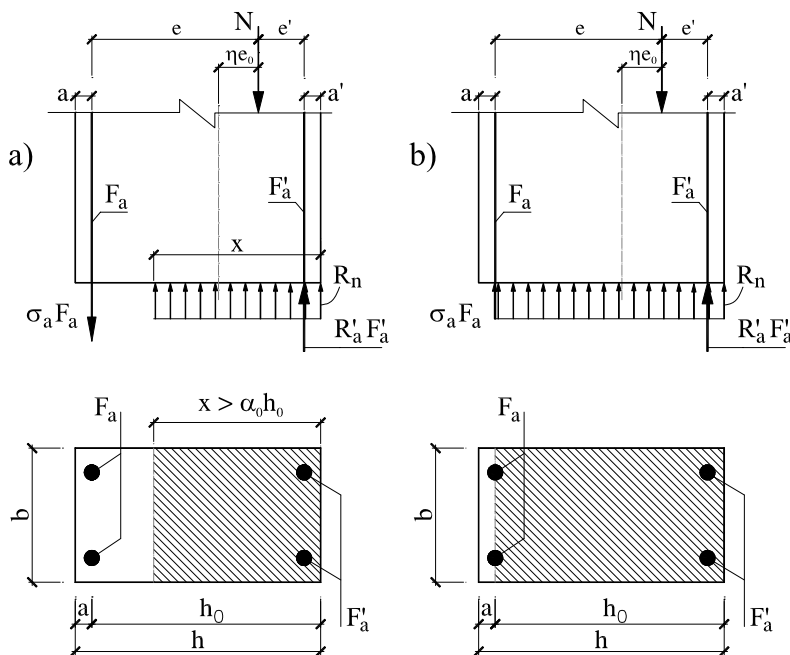
+ Nếu $x < 2a'$ thì lấy $x = 2a'$ và tính thép theo (3-12) ta được:

$$F_a = F_a' = \frac{e' \cdot N}{R_a'(h_0 - a')}$$

4. Tính toán cấu kiện có tiết diện chữ nhật chịu nén lệch tâm bé.

4.1. Công thức tính:

a) Sơ đồ ứng suất:



Hình 3-8: Sơ đồ ứng suất để tính cấu kiện

chịu nén lệch tâm bé tiết diện chữ nhật

a) Khi có một phần tiết diện bị kéo

b) Khi toàn bộ tiết diện bị nén

Để tính toán lấy sơ đồ ứng suất như trên hình 3-8. Có hai trường hợp: tiết diện có thể bị nén hoàn toàn hoặc có thể có một vùng chịu kéo nhỏ. Chiều cao của vùng nén là $x > \alpha_0 h_0$.

Tại vùng chịu nén ứng suất trong bê tông đạt tới R_n , ứng suất trong cốt thép F_a' đạt R_a' .

Tại vùng chịu kéo, ứng suất trong cốt thép F_a chỉ đạt σ_a ($\sigma_a \leq R_a$).

Khoảng cách từ điểm đặt lực N đến trọng tâm cốt thép chịu kéo (hoặc chịu nén ít) là:

$$e = \eta e_0 + 0,5h - a.$$

Khoảng cách từ điểm đặt lực N đến trọng tâm cốt thép chịu nén là:

$$e' = 0,5h - \eta e_0 - a'.$$

b) Công thức tính:

Lập phương trình cân bằng mô men đối với trọng tâm cốt thép F_a' , ta được:

$$e.N = R_n \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_a' F_a' (h_0 - a') \quad (3-13)$$

Lập phương trình cân bằng mô men đối với trọng tâm cốt thép F_a , ta được:

$$e'.N = R_n \cdot b \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2} - a' \right) \pm s_a F_a (h_0 - a) \quad (3-14)$$

Trong công thức (3-14), giá trị σ_a lấy dấu (+) khi cốt thép F_a chịu nén và lấy dấu (-) khi cốt thép F_a chịu kéo.

c) Điều kiện tính: Hệ công thức (3-13) và (3-14) chỉ đúng khi cấu kiện chịu nén lệch tâm bé: $x > \alpha_0 h_0$.

4.2. Bài toán áp dụng:

a) Bài toán 6: Tính F_a' và F_a khi biết b, h, l_0 , M, N, M_{dh} , N_{dh} , mác bê tông, nhóm cốt thép.

Từ mác bê tông và nhóm cốt thép tìm được các số liệu tính toán R_n , R_a , R_a' , E_a , E_b , α_0 , A_0 .

Giả thiết a, a' để tính $h_0 = h - a$. Tính $e_{01} = \frac{M}{N}$; e_{ng} , e_0 ; e_{0gh} . Lệch tâm bé khi $e_0 < e_{0gh}$.

Tính $\frac{2a'}{h_0}$; tính $J_b = \frac{bh^3}{12}$; tính e_{0gh} ; giả thiết $\mu_t = 0,8 \div 1,5\%$ để tính $J_a = \mu_t \cdot bh_0(0,5h - a)$.

Tính toán để xác định k_{dh} , S, h và tính $e = \eta e_0 + 0,5h - a$ và $e' = 0,5h - \eta e_0 - a'$.

Bài toán có 4 ẩn số là F_a , F_a' , x, σ_a .

Xác định x bằng biểu thức gần đúng tính theo độ lệch tâm như sau:

Khi $\eta e_0 \leq 0,2h_0$ thì $x = h - \left(1,8 + \frac{0,5h}{h_0} - 1,4\alpha_0 \right) \eta e_0 \quad (3-15)$

Khi $\eta e_0 > 0,2h_0$ thì $x = 1,8(e_{0gh} - \eta e_0) + \alpha_0 h_0 \quad (3-16)$

Và phải lấy $x > \alpha_0 h_0$.

Khi biết x tính được $F_a' = \frac{e \cdot N - R_n b x (h_0 - 0,5x)}{R_a' (h_0 - a')}$

Tính cốt thép F_a phụ thuộc độ lệch tâm:

Khi $e_0 \geq 0,15h_0$ thì lấy F_a theo cấu tạo.

Khi $e_0 < 0,15h_0$ thì F_a chịu nén với ứng suất nén đáng kể và được tính theo công

thức: $F_a = \frac{e' \cdot N - R_n b x (0,5x - a')}{\sigma_a (h_0 - a')}$

Với ứng suất trong cốt thép là: $\sigma_a = \left(1 - \frac{\eta e_0}{h_0}\right) R_a'$

b) Bài toán 7: Tính và đặt thép đối xứng ($F_a = F_a'$) khi biết $b, h, l_0, M, N, M_{dh}, N_{dh}$, mác bê tông, nhóm cốt thép.

Từ mác bê tông và nhóm cốt thép tìm được các số liệu tính toán $R_n, R_a, R_a', E_a, E_b,$

α_0, A_0 . Giả thiết a để tính $h_0 = h - a$. Tính $\frac{2a'}{h_0}$; tính $J_b = \frac{bh^3}{12}$; tính e_{0gh} ; giả thiết $\mu_t = 0,8 \div 1,5\%$ để tính $J_a = \mu_t \cdot bh_0 (0,5h - a)^2$; tính $e_{01} = \frac{M}{N}$; e_{ng} ; tính e_0 .

Tính toán để xác định k_{dh}, S, h và tính $e = \eta e_0 + 0,5h - a$.

Thông thường $R_a = R_a'$ và đặt thép đối xứng ($F_a = F_a'$) nên tính được $x = \frac{N}{R_n b}$. So sánh:

+ Nếu $x \leq \alpha_0 h_0$: tính theo bài toán nén lệch tâm lớn.

+ Nếu $x > \alpha_0 h_0$ thì căn cứ vào giá trị e_0 so với $0,2h_0$ để tính lại x theo công thức (3-

15) hoặc (3-16) và tính được $F_a = F_a' = \frac{e \cdot N - R_n b x (h_0 - 0,5x)}{R_a' (h_0 - a')}$

5. Bài tập ví dụ.

5.1. Ví dụ 3-3: Cho một cột BTCT đúc bê tông tại chỗ hai đầu liên kết ngàm có chiều cao $H=8m$; tiết diện hình chữ nhật $b \times h = 30 \times 50cm$; chịu lực nén $N=700kN$ và mô men uốn $M=180kNm$. Dùng bê tông mác M200[#], thép dọc chịu lực nhóm A-II. Tính cốt thép dọc cho cột.

Giải:

Với bê tông mác M200 có $R_n=0,9kN/cm^2$; thép A-II có $R_a=R_a'=28kN/cm^2$; $a_0=0,62$; $A_0 = 0,428$; $E_b = 24 \cdot 10^2 kN/cm^2$; $E_a = 21 \cdot 10^3 kN/cm^2$;

Giả thiết $a=a'=4cm \Rightarrow h_0 = h - a = 46cm$; $\frac{2a'}{h_0} = \frac{2 \cdot 4}{46} = 0,174$; cột đúc bê tông tại chỗ theo phương đứng có cạnh lớn hơn 30cm nên lấy $m_b=0,85$.

Tỷ số $\frac{l_0}{h} = \frac{400}{50} = 8 \rightarrow$ thấy $\frac{l_0}{h} \leq 8$ cho nên lấy $\eta = 1$.

Xác định độ lệch tâm:

- Lệch tâm do lực $e_{01} = \frac{M}{N} = \frac{18000}{700} = 25,7 \text{ cm}$.

- Lệch tâm ngẫu nhiên $e_{ng} \geq \frac{h}{25} = \frac{50}{25} = 2 \text{ cm}$ nên lấy $e_{ng} = 2 \text{ cm}$.

Độ lệch tâm ban đầu: $e_0 = e_{01} + e_{ng} = 25,7 + 2 = 27,7 \text{ cm}$.

Độ lệch tâm giới hạn:

$$e_{0gh} = 0,4(1,25h - a_0 h_0) = 0,4(1,25 \cdot 50 - 0,62 \cdot 46) = 13,6 \text{ cm}$$

có $e_0 > e_{0gh}$ nên tính toán theo nén lệch tâm lớn.

Độ lệch tâm tính toán: $e = \eta e_0 + 0,5h - a = 1,27,7 + 0,5 \cdot 50 - 4 = 48,7 \text{ cm}$.

Tính $F_a' = \frac{e \cdot N - A_0 R_n b h_0^2}{R_a (h_0 - a')} = \frac{48,7 \cdot 700 - 0,428 \cdot 0,85 \cdot 0,9 \cdot 30 \cdot 46^2}{28(46 - 4)} = 11,31 \text{ cm}^2$.

Tính $F_a = \frac{\alpha_0 R_n b h_0 - N}{R_a} + F_a' = \frac{0,62 \cdot 0,85 \cdot 0,9 \cdot 30 \cdot 46 - 700}{28} + 11,31 = 9,69 \text{ cm}^2$.

Hàm lượng $\mu = \frac{9,69}{30 \cdot 46} \cdot 100\% = 0,65\% > \mu_{\min} = 0,1\%$.

Chọn thép Thép chịu nén chọn $3\phi 22$ có $F_a' = 11,4 \text{ cm}^2$.

Thép chịu kéo chọn $2\phi 20 + 1\phi 22$ có $F_a = 10,08 \text{ cm}^2$.

Vì cạnh tiết diện $h > 40 \text{ cm}$ nên với cạnh lớn chọn $2\phi 12$ làm thép cấu tạo bố trí ở giữa.

5.2. Ví dụ 3-4: Tính thép đối xứng ($F_a = F_a'$) cho cột BTCT lắp ghép có chiều dài tính toán $l_0 = 7,8 \text{ m}$; tiết diện hình chữ nhật $b \times h = 40 \times 60 \text{ cm}$; chịu lực nén $N = 960 \text{ KN}$ và mô men uốn $M = 260 \text{ KNm}$, trong đó phần dài hạn $N_{dh} = 613 \text{ KN}$ và $M_{dh} = 120 \text{ KNm}$. Dùng bê tông mác $M200^\#$, thép dọc chịu lực nhóm A-II.

Giải:

Với bê tông mác $M200$ có $R_n = 0,9 \text{ KN/cm}^2$; thép A-II có $R_a = R_a' = 28 \text{ KN/cm}^2$; $\alpha_0 = 0,62$; $A_0 = 0,428$; $E_b = 24 \cdot 10^2 \text{ KN/cm}^2$; $E_a = 21 \cdot 10^3 \text{ KN/cm}^2$;

Giả thiết $a = a' = 4 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = h - a = 56 \text{ cm}$; $\frac{2a'}{h_0} = \frac{2 \cdot 4}{56} = 0,143$; cột BTCT lắp ghép nên lấy

$m_b = 1$. Tỷ số $\frac{l_0}{h} = \frac{780}{60} = 13 > 8$ nên phải tính η .

Xác định độ lệch tâm:

- Lệch tâm do lực $e_{01} = \frac{M}{N} = \frac{26000}{960} = 27,1 \text{ cm}$.

- Lệch tâm ngẫu nhiên $e_{ng} \geq \frac{h}{25} = \frac{60}{25} = 2,4\text{cm}$ nên lấy $e_{ng} = 2,4\text{cm}$.

Độ lệch tâm ban đầu: $e_0 = e_{01} + e_{ng} = 27,1 + 2,4 = 29,5\text{cm}$

với $\frac{e_0}{h} = \frac{29,5}{60} = 0,49$ như vậy $0,05 < \frac{e_0}{h} < 5$ nên tính $S = \frac{0,11}{0,1 + 0,49} + 0,1 = 0,286$.

$$k_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} \cdot y}{M + N \cdot y} = 1 + \frac{120 + 613 \cdot 0,3}{260 + 960 \cdot 0,3} = 1,555$$

$$J_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{40 \cdot 60^3}{12} = 720000\text{cm}^4.$$

Giả thiết $\mu_t = 1\% = 0,01$ thì $J_a = \mu_t \cdot bh_0(0,5h - a)^2 = 0,01 \cdot 40 \cdot 56 \cdot (0,5 \cdot 60 - 4)^2 = 15142\text{cm}^4$.

$$N_{th} = \frac{6,4}{l_0^2} \left(\frac{S}{k_{dh}} E_b J_b + E_a J_a \right) = \frac{6,4}{780^2} \left(\frac{0,286}{1,555} 2400 \cdot 720000 + 2100 \cdot 15142 \right) = 7850 \text{ KN}.$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}} = \frac{1}{1 - \frac{960}{7850}} = 1,139.$$

$$e = \eta e_0 + 0,5h - a = 1,139 \cdot 29,4 + 0,5 \cdot 60 - 4 = 59,5\text{cm}.$$

$$\alpha_0 h_0 = 0,62 \cdot 56 = 34,7\text{cm}, 2a' = 2 \cdot 4 = 8\text{cm}.$$

Khi đặt thép đối xứng $x = \frac{N}{R_n b} = \frac{960}{0,9 \cdot 40} = 26,6\text{cm}$.

Vì $x < \alpha_0 h_0$ nên tính toán theo trường hợp lệch tâm lớn.

Vì $x > 2a'$ nên tính thép theo công thức:

$$F_a = F_a' = \frac{N(e - h_0 + 0,5x)}{R_a'(h_0 - a')} = \frac{960(59,5 - 56 + 0,5 \cdot 26,6)}{28(56 - 4)} = 11,08\text{cm}^2.$$

Hàm lượng $\mu = \mu' = \frac{11,08}{40 \cdot 56} \cdot 100\% = 0,49\% > \mu_{\min} = 0,1\%$.

Chọn thép: Thép chịu nén và chịu kéo chọn $3\phi 22$ có $F_a' = F_a = 11,4\text{cm}^2$.

Vì cạnh tiết diện $h > 40\text{cm}$ nên với cạnh lớn chọn $2\phi 12$ làm thép cấu tạo bố trí ở giữa.

5.3. Ví dụ 3-5: Tính cốt thép cho cột BTCT lắp ghép có chiều dài tính toán $l_0 = 3,96\text{m}$; tiết diện hình chữ nhật $b \times h = 35 \times 50\text{cm}$; chịu lực nén $N = 2000\text{KN}$ và mô men uốn $M = 120\text{KNm}$. Dùng BT mác M200#, thép dọc chịu lực nhóm A-II.

Giải:

Với bê tông mác M200 có $R_n = 0,9\text{KN/cm}^2$; thép A-II có $R_a = R_a' = 28\text{KN/cm}^2$; $\alpha_0 = 0,62$; $A_0 = 0,428$; $E_b = 24 \cdot 10^2 \text{KN/cm}^2$; $E_a = 21 \cdot 10^3 \text{KN/cm}^2$.

Giả thiết $a = a' = 4\text{cm} \Rightarrow h_0 = h - a = 46\text{cm}$; $\frac{2a'}{h_0} = \frac{2 \cdot 4}{46} = 0,174$; cột BTCT lắp ghép nên lấy

$m_b=1$. Tỷ số $\frac{l_0}{h} = \frac{396}{60} = 7,92 < 8$ nên lấy tính $\eta=1$.

Xác định độ lệch tâm:

- Lệch tâm do lực $e_{01} = \frac{M}{N} = \frac{6000}{2000} = 3\text{cm}$.

- Lệch tâm ngẫu nhiên $e_{ng} \geq \frac{h}{25} = \frac{50}{25} = 2\text{cm}$ nên lấy $e_{ng} = 2\text{cm}$.

Độ lệch tâm ban đầu: $e_0 = e_{01} + e_{ng} = 3 + 2 = 5\text{cm}$

Độ lệch tâm giới hạn:

$$e_{0gh} = 0,4(1,25h - \alpha_0 h_0) = 0,4(1,25 \cdot 50 - 0,62 \cdot 46) = 13,6\text{cm}.$$

Có $e_0 < e_{0gh}$ nên tính toán theo nén lệch tâm bé.

Độ lệch tâm tính toán: $e = \eta e_0 + 0,5h - a = 1,5 + 0,5 \cdot 50 - 4 = 26\text{cm}$.

$$e' = 0,5h - \eta e_0 - a' = 0,5 \cdot 50 - 1,5 - 4 = 16\text{cm}.$$

Có $\eta e_0 = 1,5 = 5\text{cm} < 0,2h_0 = 0,2 \cdot 50 = 25\text{cm}$ nên tính x theo công thức:

$$x = h - \left(1,8 + \frac{0,5h}{h_0} - 1,4\alpha_0\right) \eta e_0 = 50 - \left(1,8 + \frac{0,5 \cdot 50}{46} - 1,4 \cdot 0,62\right) \cdot 1,5 = 42,62\text{cm}.$$

Thấy

$x > \alpha_0 h_0$ nên thỏa mãn điều kiện bài toán nén lệch tâm bé.

Tính $F_a' = \frac{e \cdot N - R_n b x (h_0 - 0,5x)}{R_a' (h_0 - a')} = \frac{26 \cdot 2000 - 0,9 \cdot 35 \cdot 42,62 (46 - 0,5 \cdot 42,62)}{28(46 - 4)} = 16,03\text{cm}^2$.

Vì $e_0 < 0,15h_0 = 0,15 \cdot 46 = 6,9\text{cm}$ nên tính

$$\sigma_a = \left(1 - \frac{\eta e_0}{h_0}\right) R_a' = \left(1 - \frac{5}{46}\right) \cdot 28 = 24,96 \text{ KN/cm}^2.$$

Tính thép:

$$F_a = \frac{e' \cdot N - R_n b x (0,5x - a')}{\sigma_a (h_0 - a')} = \frac{16 \cdot 2000 - 0,9 \cdot 35 \cdot 46,62 (0,5 \cdot 46,62 - 4)}{24,96(46 - 4)} = 8,36\text{cm}^2.$$

Hàm lượng $\mu = \frac{8,36}{35 \cdot 46} \cdot 100\% = 0,52\% > \mu_{\min} = 0,1\%$.

Chọn thép Thép chịu kéo chọn 3 ϕ 20 có $F_a = 9,42\text{cm}^2$.

Thép chịu nén chọn 2 ϕ 22 + 3 ϕ 20 có $F_a' = 17,02\text{cm}^2$.

Vì cạnh tiết diện $h > 40\text{cm}$ nên với cạnh lớn chọn 2 ϕ 12 làm thép cấu tạo bố trí ở giữa.

III. CẤU KIỆN CHỊU KÉO ĐÚNG TÂM

1. Khái niệm.

Hiện tượng chịu kéo đúng tâm xảy ra khi điểm đặt hợp lực kéo trùng với trục cấu kiện. Tiết diện của cấu kiện thường có dạng chữ nhật hoặc tròn.

Cốt thép chịu lực (có tổng diện tích tiết diện ngang là F_{at}) được đặt đối xứng theo

chu vi của tiết diện, hàm lượng thép $\mu_t = \frac{F_{at}}{F} \geq 0,4\%$. Cốt thép chịu lực không được nối buộc mà phải nối bằng hàn (đường hàn có tính toán) và tốt nhất là neo vào vùng chịu nén của bộ phận khác trên kết cấu.

Cốt thép đai thường dùng đường kính $6 \div 8\text{mm}$, khoảng cách đai $u \leq 500\text{mm}$.

2. Tính toán theo cường độ.

a) Sơ đồ ứng suất: Toàn bộ tiết diện đều bị kéo. Bê tông bị nứt coi như không làm việc, nó chỉ có ý nghĩa bảo vệ cốt thép. Cốt thép dọc chịu toàn bộ ứng suất kéo. Khi cấu kiện ở vào trạng thái giới hạn về cường độ, ứng suất trong cốt thép đạt tới cường độ R_a .

b) Sơ đồ ứng suất: Gọi lực kéo do tải trọng tính toán là N thì điều kiện cường độ là:

$$N \leq R_a F_{at} \quad (3-17)$$

c) Bài toán tính cốt thép: Diện tích cốt thép cần thiết $F_{at} \geq \frac{N}{R_a}$.

TRƯỜNG CAO ĐẲNG ĐÔNG Á – KHOA KT XÂY DỰNG
BÀI TẬP PHẦN TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU UỐN MÔN KCCT - 2007

- Bài 1** Thiết kế cốt thép dọc chịu lực cho dầm BTCT tiết diện chữ nhật $b \times h = 200 \times 450$, chịu mômen uốn tính toán $M = 121,0 \text{ kN.m}$. Biết rằng dùng bê tông có $R_n = 0,9 \text{ kN/cm}^2$; cốt thép dọc dùng nhóm có $R_a = R_a' = 23 \text{ kN/cm}^2$; $\alpha_0 = 0,62$; $A_0 = 0,428$.
- Bài 2** Thiết kế cốt thép dọc chịu lực cho dầm BTCT tiết diện chữ nhật $b \times h = 200 \times 400$, chịu mômen uốn tính toán $M = 132 \text{ kN.m}$. Biết rằng dùng bê tông có $R_n = 1,1 \text{ kN/cm}^2$; cốt thép dọc dùng nhóm có $R_a = R_a' = 26 \text{ kN/cm}^2$; $\alpha_0 = 0,58$; $A_0 = 0,412$.
- Bài 3** Thiết kế cốt thép dọc chịu lực cho dầm BTCT tiết diện chữ nhật $b \times h = 200 \times 400$; chịu mômen uốn tính toán $M = 116 \text{ kN.m}$; ở vùng chịu nén có 2 thanh thép chịu nén $\phi 14$ đặt với khoảng cách $a' = 3,0 \text{ cm}$. Biết rằng dùng bê tông có $R_n = 0,9 \text{ kN/cm}^2$; cốt thép dọc dùng nhóm có $R_a = R_a' = 26 \text{ kN/cm}^2$; $\alpha_0 = 0,62$; $A_0 = 0,428$.
- Bài 4** Thiết kế cốt thép dọc chịu lực cho dầm BTCT tiết diện chữ nhật $b \times h = 250 \times 550$; chịu mômen uốn tính toán $M = 380 \text{ kN.m}$; ở vùng chịu nén có 2 thanh thép chịu nén $\phi 12$ đặt với khoảng cách $a' = 4,0 \text{ cm}$. Biết rằng dùng bê tông có $R_n = 1,3 \text{ kN/cm}^2$; cốt thép dọc dùng nhóm có $R_a = R_a' = 34 \text{ kN/cm}^2$; $\alpha_0 = 0,55$; $A_0 = 0,399$.
- Bài 5** Thiết kế cốt thép dọc chịu lực cho dầm BTCT tiết diện chữ nhật $b \times h = 200 \times 400$; chịu mômen uốn tính toán $M = 80 \text{ kN.m}$; ở vùng chịu nén có 2 thanh thép chịu nén $\phi 14$ đặt với khoảng cách $a' = 4,0 \text{ cm}$. Biết rằng dùng bê tông có $R_n = 1,1 \text{ kN/cm}^2$; cốt thép dọc dùng nhóm có $R_a = R_a' = 23 \text{ kN/cm}^2$; $\alpha_0 = 0,58$; $A_0 = 0,412$.
- Bài 6** Thiết kế cốt thép dọc chịu lực cho dầm BTCT tiết diện chữ T có $b = 200$; $h = 400$; $b_c' = 560$; $h_c' = 80$; cánh nằm trong vùng nén; chịu mômen uốn tính toán $M = 162 \text{ kN.m}$. Biết rằng dùng bê tông có $R_n = 1,1 \text{ kN/cm}^2$; cốt thép dọc dùng nhóm có $R_a = R_a' = 26 \text{ kN/cm}^2$; $\alpha_0 = 0,58$; $A_0 = 0,412$.
- Bài 7** Thiết kế cốt thép dọc chịu lực cho dầm BTCT tiết diện chữ T có $b = 250$; $h = 500$; $b_c' = 550$; $h_c' = 100$; cánh nằm trong vùng nén; chịu mômen uốn tính toán $M = 220 \text{ kN.m}$. Biết rằng dùng bê tông có $R_n = 1,1 \text{ kN/cm}^2$; cốt thép dọc dùng nhóm có $R_a = R_a' = 34 \text{ kN/cm}^2$; $\alpha_0 = 0,55$; $A_0 = 0,399$.
- Bài 8** Tính khả năng chịu mô men uốn cho dầm BTCT làm bằng bê tông có $R_n = 1,1 \text{ kN/cm}^2$; tiết diện chữ nhật $b \times h = 200 \times 400$; ở vùng chịu kéo có $4\phi 22$ đặt với $a = 4,0 \text{ cm}$. Biết rằng cốt thép dọc dùng nhóm có $R_a = R_a' = 26 \text{ kN/cm}^2$; $\alpha_0 = 0,58$; $A_0 = 0,412$.
- Bài 9** Tính khả năng chịu mô men uốn cho dầm BTCT làm bằng bê tông có $R_n = 0,9 \text{ kN/cm}^2$; tiết diện chữ nhật $b \times h = 200 \times 450$; ở vùng chịu kéo có $4\phi 28$ đặt với $a = 4,5 \text{ cm}$. Biết rằng cốt thép dọc dùng nhóm có $R_a = R_a' = 23 \text{ kN/cm}^2$; $\alpha_0 = 0,62$;

$A_0=0,428$.

Bài 10 Tính khả năng chịu mô men uốn cho dầm BTCT làm bằng bê tông có $R_n=0,9\text{kN/cm}^2$; tiết diện chữ nhật $b \times h=200 \times 450$; ở vùng chịu kéo có $2\phi 18+2\phi 20$ đặt với $a=4,0\text{cm}$; ở vùng chịu nén có $2\phi 14$ đặt với $a'=3,5\text{cm}$. Biết rằng cốt thép dọc dùng nhóm có $R_a=R_a'=23\text{kN/cm}^2$; $\alpha_0=0,62$; $A_0=0,428$.

Bài 11 Tính khả năng chịu mô men uốn cho dầm BTCT làm bằng bê tông có $R_n=1,1\text{kN/cm}^2$; tiết diện chữ nhật $b \times h=200 \times 400$; ở vùng chịu kéo có $4\phi 28$ đặt với $a=6,0\text{cm}$; ở vùng chịu nén có $2\phi 12$ đặt với $a'=4,0\text{cm}$. Biết rằng cốt thép dọc dùng nhóm có $R_a=R_a'=26\text{kN/cm}^2$; $\alpha_0=0,58$; $A_0=0,412$.

Bài 12 Tính khả năng chịu mô men uốn cho dầm BTCT làm bằng bê tông có $R_n=1,3\text{kN/cm}^2$; tiết diện chữ nhật $b \times h=250 \times 400$; ở vùng chịu kéo có $4\phi 18$ đặt với $a=4,0\text{cm}$; ở vùng chịu nén có $2\phi 16$ đặt với $a'=4,0\text{cm}$. Biết rằng cốt thép dọc dùng nhóm có $R_a=R_a'=28\text{kN/cm}^2$; $\alpha_0=0,58$; $A_0=0,412$.

Bài 13 Tính khả năng chịu mô men uốn cho dầm BTCT làm bằng bê tông có $R_n=1,3\text{kN/cm}^2$; tiết diện chữ T có $b=250$; $h=550$; $b_c'=570$; $h_c'=100$; cánh nằm trong vùng nén; ở vùng chịu kéo có $4\phi 28$ đặt với $a=4,5\text{cm}$. Biết rằng cốt thép dọc dùng nhóm có $R_a=R_a'=34\text{kN/cm}^2$; $\alpha_0=0,55$; $A_0=0,399$.

Bài 14 Tính khả năng chịu mô men uốn cho dầm BTCT làm bằng bê tông có $R_n=0,9\text{kN/cm}^2$; tiết diện chữ T có $b=200$; $h=400$; $b_c'=500$; $h_c'=80$; cánh nằm trong vùng nén; ở vùng chịu kéo có $4\phi 18$ đặt với $a=3,0\text{cm}$. Biết rằng cốt thép dọc dùng nhóm có $R_a=R_a'=23\text{kN/cm}^2$; $\alpha_0=0,62$; $A_0=0,428$.

Ghi chú: Biết A tính α theo công thức: $\alpha=1-\sqrt{1-2A}$

Bảng tra diện tích và trọng lượng cốt thép tròn:

Đường knh thanh thép (mm)	Diện tích tiết diện ngang (cm^2) ứng với số lượng thanh									Trọng lượng 1m dài (kg)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
6	0.283	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	0.222
8	0.503	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	0.395
10	0.785	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	1.540	3.08	4.62	6.16	7.69	9.23	10.77	12.31	13.85	1.210
16	2.010	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	1.580
18	2.545	5.09	7.63	10.18	12.74	15.27	17.81	20.36	22.90	2.000
20	3.140	6.28	9.42	12.56	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27	2.470

22	3.800	7.60	11.40	15.20	19.00	22.81	26.61	30.41	34.21	2.980
25	4.910	9.82	14.73	19.64	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	2.850
28	6.167	12.32	18.47	24.63	29.79	36.95	43.10	49.26	55.42	4.830