

BÀI GIẢNG MÔN HỌC
CẦU THÉP
(PHẦN GIÁO TRÌNH NÂNG CAO)

TS. LÊ THỊ BÍCH THUỶ

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Tiêu chuẩn kỹ thuật công trình giao thông đường bộ – Bộ Giao Thông Vận Tải.
2. Nguyễn Như Khải – Nguyễn Minh Hùng – Cầu thép (phần giáo trình nâng cao), Đại học Xây Dựng Hà Nội 1997.
3. Nguyễn Như Khải – Nguyễn Bình Hà...- Cầu thép bê tông cốt thép liên hợp – NXB Xây Dựng - 2005.
4. Qui trình kỹ thuật thiết kế kết cấu nhịp cầu thép liên hợp với bản BTCT – NXB Giao Thông Vận Tải.
5. Thiết kế , thi công cầu đường theo tiêu chuẩn tiên tiến – PGS.TS Vũ Mạnh Lăng dịch.
6. Thiết kế cầu thép (tiếng Nga) – Moxcva Transport.
7. Narendra Taly – Design of mordern highway Bridges.
8. Steel box girder bridges – International conference – 1973
9. B.E. Ulixkii- Tính toán không gian kết cấu nhịp cầu cong và xiên trên bình đồ – NXB Moxcva 1971

MỤC LỤC

PHẦN I :

CẦU BTCT LIÊN HỢP

PHẦN II :

CẦU DẦM THÉP TIẾT DIỆN HỢP

PHẦN I :

CẦU BTCT LIÊN HỢP

PHẦN II :

CẦU DẦM THÉP TIẾT DIỆN HỢP

CHƯƠNG I: Kết cấu nhịp thép – BTCT liên hợp trong xây dựng cầu

- I. Sự xuất hiện và phát triển của kết cấu nhịp thép – BTCT liên hợp
- II. Phân loại kết cấu liên hợp thép – BTCT. Các hình thức gây tạo và điều chỉnh ứng suất
- III. Tính kinh tế của kết cấu nhịp thép – BTCT liên hợp

CHƯƠNG II : Cấu tạo kết cấu nhịp thép – BTCT liên hợp

- I. Tiết diện ngang kết cấu nhịp liên hợp
- II. Kết cấu nhịp thép – BTCT liên hợp thông thường (không gây tạo hoặc điều chỉnh ứng suất)
- III. Kết cấu nhịp thép – BTCT liên hợp có gây tạo hoặc điều chỉnh ứng suất

CHƯƠNG III: Tính toán nội lực và biến dạng do tải trọng và DUL

- I. Các giai đoạn làm việc và đặc điểm tính toán khi gây tạo và điều chỉnh ứng suất
- II. Sự cùng tham gia làm việc của bản BTCT và thép trong tiết diện liên hợp
- III. Tính ảnh hưởng từ biến của bê tông và ép xít mối nối bản lắp ghép

CHƯƠNG IV: Tính duyệt tiết diện do tải trọng và lực ứng suất trước

- I. Các tiêu chuẩn trạng thái giới hạn về cường độ và các trường hợp tính toán của t/d
- II. Các công thức kiểm tra cường độ tiết diện thép – BTCT liên hợp theo các trường hợp tính toán
- III. Kiểm tra về mỏi của tiết diện thép – BTCT liên hợp
- IV. Kiểm tra về nứt

CHƯƠNG V: Tính toán kết cấu nhịp liên hợp do co ngót bê tông và nhiệt độ thay đổi

- I. Ảnh hưởng co ngót của bê tông
- II. Ảnh hưởng của nhiệt độ thay đổi
- III. Xác định nội lực và ứng suất do co ngót của bê tông và nhiệt độ thay đổi
- IV. Kiểm tra cường độ và chống nứt của tiết diện có kể đến co ngót của bê tông và nhiệt độ thay đổi

PHẦN II

CHƯƠNG I : Giới thiệu cầu dầm thép tiết diện hộp

- I. Khái niệm
- II. Đặc điểm tiết diện và kích thước cơ bản cầu dầm hộp
- III. Giới thiệu một số cầu dầm hộp đã được xây dựng

CHƯƠNG II: Tính toán kết cấu cầu dầm tiết diện hộp

- I. Khái niệm
- II. Tính dầm tiết diện hộp chịu uốn trong mặt phẳng chính
- III. Tính dầm tiết diện hộp chịu xoắn
- IV. Các ví dụ

CHƯƠNG I

KẾT CẤU NHỊP THÉP – BTCT

LIÊN HỢP TRONG XÂY DỰNG CẦU

I. ĐẶC ĐIỂM CHUNG CỦA CẦU THÉP

- Tính chịu lực cao với các loại ứng suất : kéo, nén, uốn, cắt...
- Có thể dùng để chế tạo tất cả các dạng cầu khác nhau: dầm, dàn, vòm, treo... và các hệ liên hợp.
- Thép có trọng lượng riêng lớn, độ bền cao - trọng lượng bản thân nhẹ - xây dựng được những cầu nhịp rất lớn.
- Thép có cường độ cao và mô đun đàn hồi lớn - độ cứng lớn, đảm bảo ổn định dưới tác dụng của tải trọng gió và các loại tải trọng có chu kỳ.
- Sự phá hoại dẻo - phá hoại kèm theo biến dạng lớn - gây phân bố lại nội lực và ứng suất - chịu tải trọng xung kích và ứng suất tập trung tốt.

I. ĐẶC ĐIỂM CHUNG CỦA CẦU THÉP

❖ Ưu điểm :

- Tính đồng nhất cao, chịu nhiệt tốt, dễ gia công chế tạo - có thể cơ giới hoá triệt để.
- Các liên kết là dạng liên kết chắc chắn, chịu lực cao, dễ tháo lắp.... Có thể dùng trong các công trình tạm cũng như vĩnh cửu.

I. ĐẶC ĐIỂM CHUNG CỦA CẦU THÉP

❖ Nhược điểm :

- Hiện tượng gỉ do tác động của môi trường: gỉ làm ăn mòn kim loại, làm giảm tiết diện chịu lực, phá hoại các liên kết và do đó làm giảm tuổi thọ của công trình.
- Việc sơn mạ chống gỉ chỉ có tác dụng trong một thời gian nhất định- công trình cần thường xuyên kiểm tra, bảo quản, cạo gỉ và sơn lại.
- Chi phí duy tu bảo dưỡng khá cao so với các loại vật liệu khác.
- Vật liệu thép được sử dụng trong rất nhiều ngành công nghiệp khác và cho nhu cầu đời sống hàng ngày
 - Việc sử dụng thép cần được xem xét phù hợp với nhu cầu chung.
 - Hiện nay cầu thép thường chỉ dùng cho kết cấu nhịp các cầu lớn, cầu đường sắt
 - Dùng cho các loại cầu tạm, cầu quân sự cần tháo dỡ nhanh, vận chuyển dễ dàng.
- Giáo trình “cầu thép nâng cao” nghiên cứu kết cấu cầu thép ở dạng kết cấu liên hợp giữa thép - BTCT và một số dạng cầu thép nhịp lớn tiết diện hộp.

Hai hướng phát triển :

- Giảm khối lượng thép của bản thân công trình tới mức tối thiểu
- Giảm khối lượng và chi phí chế tạo, xây dựng cầu thép.

Kết cấu nhịp thép – BTCT liên hợp được tiếp tục phát triển theo 3 xu hướng :

- o Tăng tỉ lệ phần kết cấu BTCT trong tiết diện liên hợp - tiết kiệm thép.
- o Hoàn chỉnh phần mặt cầu: dùng mặt cầu BTCT có độ bền, tuổi thọ cao, chất lượng tốt, bảo vệ được bộ phận thép phía dưới.
- o Toàn bộ phần bản được liên kết với dầm thép tạo thành một hệ liên hợp - kết cấu nhịp trở thành một kết cấu không gian thống nhất toàn khối cùng làm việc.

TÁC DỤNG CỦA BẢN BÊ TÔNG

- Bản cùng tham gia làm việc với dầm
- Có thể điều chỉnh, gây ứng suất trước ngược dấu với ứng suất do tải trọng trong dầm - làm tăng khả năng chịu lực của bản thân dầm thép.
- Có các chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật tốt :
 - Giảm khối lượng thép một cách rõ rệt
 - Quá trình phục vụ của cầu hoàn toàn đảm bảo.
- Loại cầu này được sử dụng rộng rãi ở nhiều nước

Kết cấu thép – BTCT liên hợp được thi công theo 2 bước :

Bước 1 : Lắp ghép dầm thép, hệ liên kết ngang

Bước 2 : Thi công phần bản BTCT

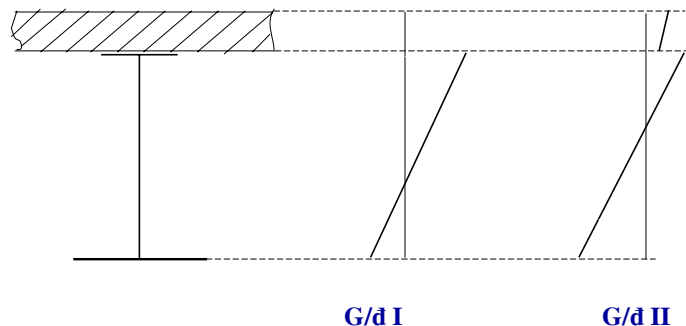
Dầm liên hợp sẽ làm việc theo 2 giai đoạn:

+ Giai đoạn 1 : riêng dầm thép chịu trọng lượng bản thân nó và trọng lượng phần bản BTCT (khi bê tông chưa đông) G/đ IG/đ II++ ...

+ Giai đoạn 2 : Tiết diện liên hợp thép – BTCT làm việc như một kết cấu thống nhất chịu các tải trọng còn lại : tĩnh tải phần hai và hoạt tải.

HƯỚNG PHÁT TRIỂN :

- Tăng tiết diện biên dưới dầm thép
- Biên trên thiết kế với kích thước tối thiểu - Kết cấu thường không đối xứng.
- Biểu đồ ứng suất trong tiết diện theo 2 giai đoạn như trên hình 1.1.



Hình 1.1 : Biểu đồ ứng suất trong dầm liên hợp thép - BTCT

Đặc điểm :

Bản bê tông làm tăng tải trọng tĩnh đáng kể đối với nhịp lớn ($l > 60m$) $\Rightarrow$ dầm lớn.

Khắc phục : tìm cách giảm nhẹ trọng lượng bản mặt cầu :

- Bỏ hẳn lớp phòng nước, lớp đệm và lớp bảo vệ bằng bê tông
- Giải quyết vấn đề chống thấm tốt, hoặc thay các lớp trên bằng bằng loại vật liệu mới như chất dẻo nhẹ, bền và chống thấm tốt.
- Dùng bê tông số hiệu cao hay bê tông nhẹ
- giảm chiều dày bản.

☞ Dùng biện pháp gây tạo và điều chỉnh $\Rightarrow$ phân phối lại nội lực do tĩnh và hoạt tải cho các phần bê tông và thép $\Rightarrow$ việc sử dụng vật liệu đạt hiệu quả nhất.

☞ Có thể kích dầm lên tại vị trí giữa nhịp trước khi lắp ghép hoặc đổ bản mặt cầu trong kết cấu liên hợp.

☞ Dùng biện pháp gây tạo và điều chỉnh $\Rightarrow$ phân phối lại nội lực do tĩnh và hoạt tải cho các phần bê tông và thép $\Rightarrow$ việc sử dụng vật liệu đạt hiệu quả nhất.

Có thể kích dầm lên tại giữa nhịp trước khi lắp ghép hoặc đổ bản mặt cầu trong kết cấu liên hợp.

Kết cấu nhịp liên tục - tại gối trên trụ xuất hiện mô men âm $\Rightarrow$ bản bê tông làm việc chịu kéo.

Gây tạo ứng suất trước hoặc điều chỉnh ứng suất - bố trí phần BTCT làm việc chịu kéo chỉ do hoạt tải

Không chế ứng suất phát sinh trong bê tông không vượt quá giới hạn cho phép.

Trường hợp kết cấu nhịp liên tục - tại gối trên trụ xuất hiện mô men âm $\Rightarrow$ bản bê tông làm việc chịu kéo.

Nhờ các biện pháp gây tạo ứng suất trước hoặc điều chỉnh ứng suất để cho phần BTCT làm việc chịu kéo dưới tác dụng của hoạt tải $\Rightarrow$ cần khống chế ứng suất phát sinh trong bê tông không vượt quá giới hạn cho phép.

II. PHÂN LOẠI KẾT CẤU LIÊN HỢP THÉP – BTCT.

CÁC HÌNH THỨC GÂY TẠO VÀ ĐIỀU CHỈNH ỨNG SUẤT

2.1. Phân loại

Tỉ lệ giữa phần bê tông cốt thép và phần thép có thể chênh lệch rất nhiều:

✓ Chủ yếu là thép - gần như một kết cấu thép đơn thuần.

✓ Chủ yếu là BTCT, phần thép không liên hợp với bê tông khá ít - gần như là kết cấu BTCT đơn thuần.

Mức độ của phần BTCT trong kết cấu nhịp thép – BTCT liên hợp được chia ra 2 loại

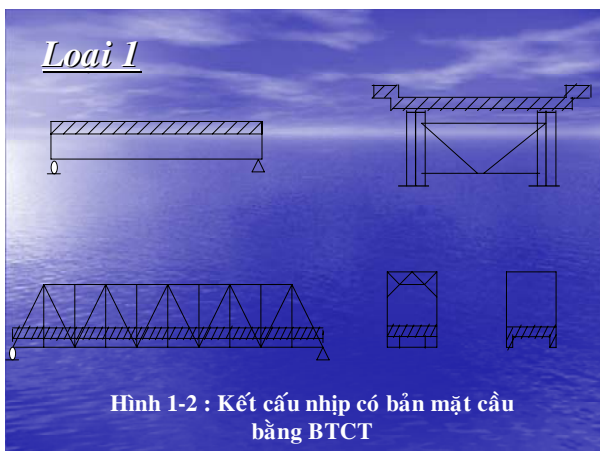
Loại 1: Kết cấu nhịp chỉ phần bản mặt cầu là BTCT, các bộ phận khác hoàn toàn là thép - gần với kết cấu cầu thép (Hình 1-2).

Gồm các dạng sau:

+ Cầu dầm hoặc dàn đường xe chạy trên, bản BTCT liên hợp với dầm hoặc dàn chủ.

+ Cầu dàn đường xe chạy dưới hoặc giữa, bản mặt cầu BTCT liên hợp với hệ dầm mặt cầu - có hoặc không tham gia cùng chịu lực với dàn chủ.

+ Kết cấu nhịp đường xe chạy dưới hoặc giữa, có hệ mặt cầu hoàn toàn bằng BTCT và thường cùng tham gia chịu lực với dàn chủ.



Hình 1-2 : Kết cấu nhịp có bản mặt cầu bằng BTCT

loại 2 : bản mặt cầu và cả những bộ phận khác cấu tạo từ BTCT - gần với kết cấu BTCT hơn.

Gồm các dạng:

- + Cầu dầm có đường xe chạy trên, bản BTCT ở cả biên trên và dưới cùng chịu lực với dầm chủ.
- + Cầu dầm có hệ mặt cầu và dầm cứng hoặc thanh biên dưới cứng hoàn toàn bằng BTCT.
- + Mặt cầu là BTCT và một số thanh, bộ phận không ở mức mặt cầu cũng bằng BTCT.



Hiện nay :

- Dạng cầu dầm thép đặc có bản mặt cầu BTCT liên hợp được sử dụng rộng rãi nhất.
- Các dạng khác : ít được sử dụng.

2.2. Các phương pháp gây tạo và điều chỉnh ứng suất:

Mục đích :

Tận dụng sự làm việc của BTCT

Giảm bớt sự làm việc của phần thép trong tiết diện - tiết kiệm thép

Chọn :

Tùy thuộc sơ đồ, dạng kết cấu, phương pháp, đặc điểm thi công.

Phân biệt : gây tạo ứng suất trước và điều chỉnh ứng suất

- **Tạo ứng suất trước:** tạo ra những nhân tố lực không phụ thuộc vào trọng lượng bản thân kết cấu.

- **Điều chỉnh ứng suất:** làm thay đổi hoặc phân phối lại nhân tố lực do trọng lượng bản thân kết cấu $\Rightarrow$ thay đổi sơ đồ làm việc của hệ trong quá trình thi công, chất tải bằng từng phần trọng lượng kết cấu... - không có các tác động bên ngoài.

Tạo ứng suất trước

- + Căng cốt thép, bó cáp hoặc thanh tại một số vị trí
- + Dùng kích để ép bản BTCT
- + Gây chuyển vị thẳng đứng hoặc chất tải phụ $\Rightarrow$ phân phối lại nội lực giữa hai phần thép và BTCT.
- + Tạo đối trọng ở đầu hẫng
- + Căng kéo thêm những bó cốt thép DƯỠ tại gối, dây cáp của kết cấu nhịp cầu treo và cầu dây văng.

Điều chỉnh ứng suất do trọng lượng bản thân kết cấu

Cấu tạo khớp hoặc mối nối tạm thời trong kết cấu siêu tĩnh.

- + Dầm liên tục : khi thi công để các nhịp biên làm việc như dầm hẫng. Sau khi kết cấu võng xuống do trọng lượng bản thân - kê gối ngoài cùng để thành sơ đồ liên tục.
- + Sau khi tĩnh tải đã tác dụng hoàn toàn mới lắp các thanh phụ thêm : như biến kết cấu dầm thành khung.
- + Thay đổi tỉ lệ các phần tĩnh tải tác dụng trước và sau khi liên hợp phần thép và BTCT.
- + Điều chỉnh nội lực dầm liên tục bằng tải trọng tạm thời.

III. TÍNH KINH TẾ CỦA KẾT CẤU NHỊP THÉP – BTCT LIÊN HỢP

3.1. Ưu điểm:

- Tiết kiệm thép : 15 – 20%
- Độ cứng kết cấu tăng cả phương đứng và ngang.
- Giảm chi phí sửa chữa , bảo quản vệ sinh so với các loại mặt cầu gỗ, thép.
- Giảm tiếng ồn và giảm tác động xung kích khi xe đi trên cầu.

3.2. Nhược điểm :

- Tốn thép hơn 1,5 đến 3 lần so với kết cấu cầu BTCT.
- Nhịp càng lớn $\Rightarrow$ chênh lệch về khối lượng thép sử dụng so với kết cấu không liên hợp càng giảm, do tĩnh tải trọng lượng bản thân tăng lên rất nhiều.
- Cần chú ý vấn đề chống rỉ cho phần thép.

$\rightarrow$ sử dụng kết cấu cầu thép – BTCT liên hợp rất phù hợp cho kết cấu cầu dầm giản đơn, liên tục khi có kết hợp với các biện pháp gây tạo và điều chỉnh ứng suất.

CHƯƠNG II

CẤU TẠO KẾT CẤU NHỊP THÉP – BTCT LIÊN HỢP

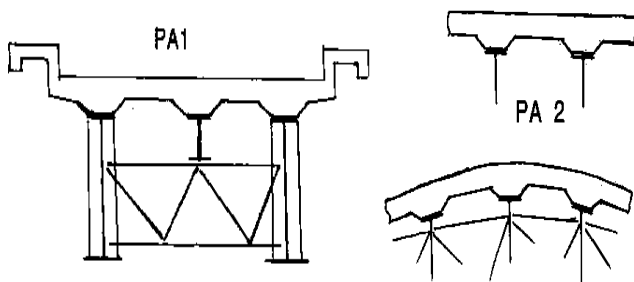
. TIẾT DIỆN NGANG KẾT CẤU NHỊP LIÊN HỢP:

Thường có hai dạng :

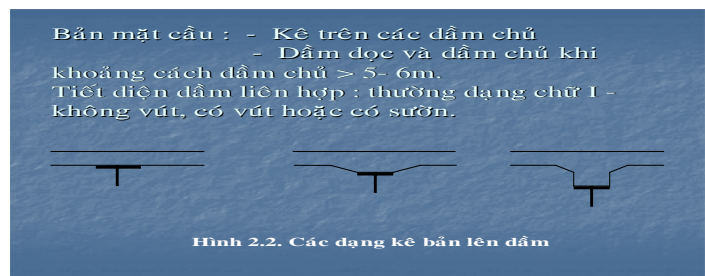
Dạng 1 : có ít dầm chủ, thường là 2. Kết cấu thường có hệ dầm mặt cầu.

Dạng 2 : nhiều dầm chủ : kết cấu mặt cầu đơn giản hơn, bản đặt trực tiếp lên dầm chủ.

Bề dày bản mặt cầu có thể không đổi hoặc thay đổi.



Hình 2.1 : Tiết diện ngang dầm liên hợp



II. KẾT CẤU NHỊP THÉP –BTCT LIÊN HỢP THÔNG THƯỜNG (KHÔNG GÂY TẠO HOẶC ĐIỀU CHỈNH ỨS) :

Nhịp giản đơn: $h/l = 1/16 - 1/25$.

Đối với dầm liên tục , hằng đo: h/l nhỏ hơn.

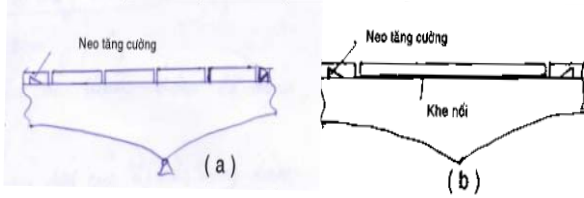
- ❖ **Kết cấu nhịp dầm giản đơn** : bản BTCT nằm ở trên : bản hoàn toàn nằm trong khu vực chịu nén – giống bản BTCT thông thường.
- ❖ **K/c dầm liên tục** : có M âm ở gối : bản rơi vào khu vực chịu kéo $\Rightarrow$ phải có biện pháp xử lý

Các biện pháp xử lý:

☞ Cấu tạo các mối biến dạng để loại bỏ sự làm việc của bản BTCT:

- Dùng các mối nối ngang cách nhau vài mét đặt tại khu vực bản (hình 2.3a).

Nhược : nhiều khe biến dạng.



Hình 2.3 :mối nối bản

- Tạo mối nối dọc giữa bản BTCT và dầm thép trong đoạn bản chịu

M âm (hình 2.3b) ⇒ cần có vật liệu cách ly để bản biến dạng trượt và bảo vệ thép.

Nhược : cấu tạo và bảo quản phức tạp . Phần cuối bản phải có neo tăng cường để chịu lực trượt.

☞ Cấu tạo như dầm liên hợp nhưng không tính đến sự làm việc của bê tông:

- Thường xuất hiện vết nứt trên bản vượt quá trị số cho phép.

☞ Bố trí cốt thép trong bản để chịu kéo: - tốn thêm cốt thép bản nhưng tiết kiệm thép biên trên dầm thép. Hàm lượng cốt thép thường $\approx 1 - 2\%$.

☞ Vừa dùng cốt thép chịu kéo trong bản, vừa cấu tạo khe biến dạng giữa bản và dầm thép: tổ hợp của phương pháp 1 và 3. Bản làm việc như một thanh căng phụ - tiết kiệm thép khoảng $5 - 7\%$.

Trường hợp bản lắp ghép: nhược điểm chung - phải giải quyết mối nối cốt thép bản.

III. KẾT CẤU NHỊP THÉP-BTCT LIÊN HỢP CÓ GÂY TẠO VÀ ĐIỀU CHỈNH US:

Có 2 loại:

- Không dùng cốt thép cường độ cao
- Dùng cốt thép cường độ cao.

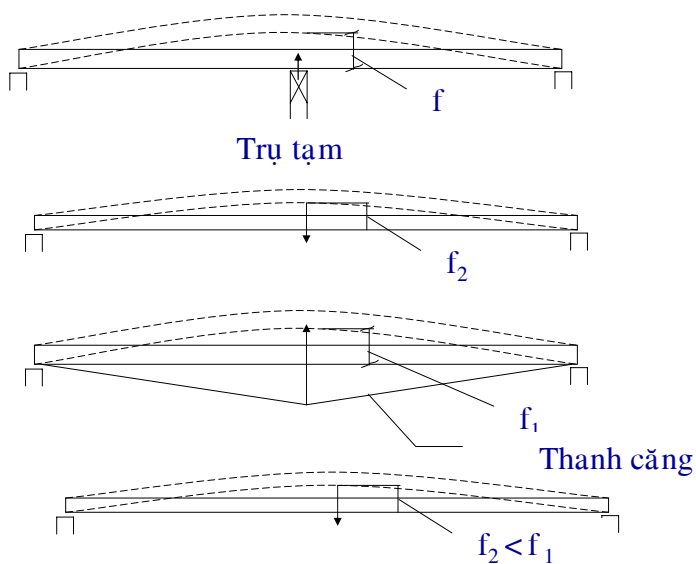
3.1. Biện pháp không dùng cốt thép cường độ cao

□ Kết cấu nhịp đơn giản:

Mục đích : tận dụng khả năng chịu nén của bê tông, đưa bản vào làm việc nhiều hơn ⇒ giảm nhẹ sự làm việc của phần thép và tiết kiệm thép.

Biện pháp thông thường : kích dầm tại giữa nhịp trước khi liên hợp - chuyển tải trọng từ giai đoạn I sang giai đoạn II. Có thể dùng trụ tạm hoặc dùng thanh căng tạm thời.

- Tiết kiệm tới 30% thép.
- Nhịp lớn ⇒ hiệu quả thấp. Thi công nhiều nhịp kinh tế hơn.



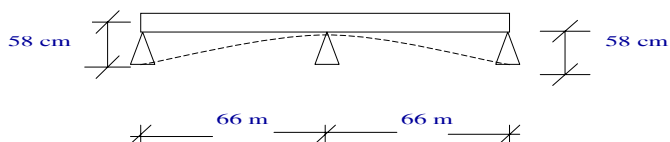
Hình 2.4 : Dùng trụ tạm hoặc thanh căng

Kết cấu nhịp liên tục và hẫng:

Mục đích : - Tiết kiệm thép

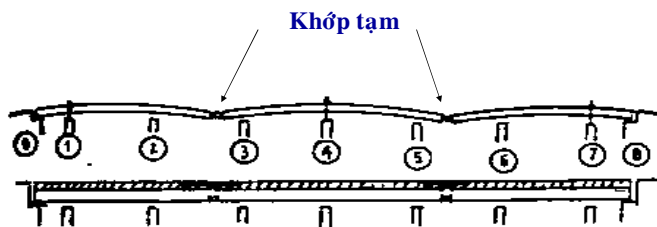
- Chống nứt cho phần bản chịu kéo (M âm) do hoạt tải.

- Dầm có chiều cao thay đổi, kích các gối giữa lên hoặc hạ thấp các gối ngoài - tăng M âm ở gối giảm M giữa nhịp.
- Cấu tạo các khớp tạm thời $\Rightarrow$ biến thành sơ đồ kết cấu hẫng (mút thừa). Sau sẽ trở về kết cấu liên tục.
- Dùng kích ép bản BTCT và chất tải phụ để gây tạo và đ/c ưs



Hình 2.5: Hạ hai gối bên dầm liên tục

Cầu liên tục 8 nhịp qua thung lũng Lindbach tỉnh Unna
 Tây Đức : $8 \times 37,5 = 300\text{m}$. Cầu tạo 2 khớp tạm – trụ 1,4,7
 kích lên chỉ 0,3m (không có khớp tạm - kích gối giữa
 4,5m – gấp 15 lần). Sau khi liên hợp bản, hạ các trụ về
 chỗ cũ – đặt kích ngang tại khớp để kích, nối và ép bản
 mà khi hạ gối 1,4,7 chưa đủ.



Hình 2.6: Cầu qua thung lũng
Lindbach

3.2. Gây tạo ứng suất bằng biện pháp căng cốt

thép cường độ cao:

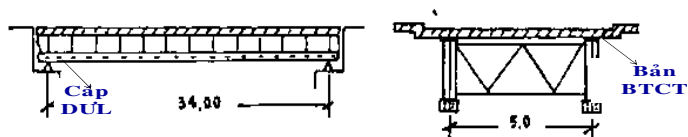
Ưu điểm : + Sử dụng kết cấu DUL tại vị trí M âm đảm bảo về mặt kỹ thuật và kinh tế.
 + Tiết kiệm thép tới mức tối đa.

Phân loại : Có thể chia ra các loại sau:

Kết cấu có bó thép cường độ cao làm nhiệm vụ thanh căng:

- + Các bó thép cường độ cao đặt ngoài tiết diện
- + Liên kết ở các đầu hoặc thêm một số điểm tựa (ụ) tại vị trí uốn cong (kết cấu DUL căng ngoài).
- + Không có sự dính kết với kết cấu.

Cần bảo vệ kết cấu chống rỉ : bọc ống nhựa, đổ BT lấp ống.



Hình 2.7. Cầu qua kênh
Neckan

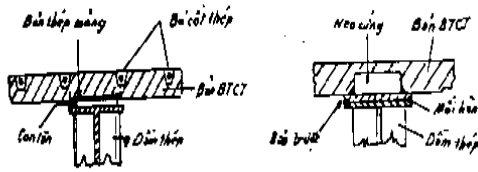
Kết cấu dùng cốt thép cường độ cao gây nén trước dầm thép:

- Cốt thép cường độ cao được căng trên mặt dầm thép tại vị trí có M âm
- Chỉ truyền lên dầm thép.
- Bê tông bản cũng được nén trước bằng biện pháp khác.

Dùng cốt thép cường độ cao gây lực nén cho bản BTCT:

Tùy phương pháp thi công bản BTCT là lắp ghép hay đổ tại chỗ dùng:

- Kết cấu căng sau hay căng trước.
- Căng trước : dùng dầm thép là bộ căng
- Chú ý giải quyết vấn đề bản trượt tự do trên mặt dầm thép - có thể dùng con lăn nhỏ $\Rightarrow$ phun vữa kín lấp khe giữa bản và dầm. Hoặc dùng bản thép trượt trên mặt dầm hàn $\Rightarrow$ hàn liền lại.



Hình 2.8: Cấu tạo chỗ tiếp giáp giữa bản và dầm khi căng cốt thép

Kết cấu dầm cốt thép cường độ cao ép toàn bộ tiết diện:

Các bó cốt thép nằm trong bản (lỗ chứa sẵn) hoặc trong phần dầm thép.

Cốt thép một số neo vào bản, một số neo và dầm để giảm bớt lực trượt đầu neo.

Ưu điểm:

- Tiết kiệm thép nhiều hơn
 - Không cần cấu tạo bộ phận để bản và dầm trượt tự do với nhau.
- Phân bố cốt thép dễ dàng, không cần tập trung chỉ trên phạm vi dầm thép.
- Vừa gây UST trong thép và bản bê tông $\Rightarrow$ hiệu quả hơn.
- Dầm thép không có bản BTCT không thể tạo được lực UST lớn do ổn định của biên chịu nén $\Rightarrow$ kết cấu liên hợp có khả năng tạo UST lớn hơn.

CHƯƠNG III

TÍNH TOÁN NỘI LỰC VÀ BIẾN DẠNG DO TẢI TRỌNG VÀ DÙL

I. CÁC GIAI ĐOẠN LÀM VIỆC VÀ ĐẶC ĐIỂM TÍNH TOÁN KHI GÂY TẠO VÀ ĐIỀU CHỈNH ỨNG SUẤT:

1.1. Các giai đoạn làm việc: cần thực hiện 2 bước:

- Tính toán nội lực các bộ phận kết cấu.
- Tính toán kiểm tra theo các điều kiện :bền, ổn định, mỏi, độ cứng và chống nứt.
- Kết cấu thép -BTCT liên hợp: cần phân tích các giai đoạn làm việc của kết cấu.
- Số giai đoạn xác định bởi số các bộ phận tiết diện lần lượt tham gia chịu lực.

Thông thường có 2 giai đoạn làm việc:

- Giai đoạn 1: Riêng dầm thép. Tải trọng :trọng lượng dầm và bản BTCT.
 - Giai đoạn 2: Tiết diện liên hợp thép – BTCT. Tải trọng phần 2
 - Trường hợp một vài bộ phận tiết diện tham gia cùng một lúc : số giai đoạn sẽ ít hơn số bộ phận tiết diện.
 - Sơ đồ tính toán hoặc tác dụng của tĩnh tải có thay đổi trong quá trình một giai đoạn - giai đoạn làm việc sẽ được phân làm các bước nhỏ.
- Khái niệm tham gia làm việc của bản : bản được liên kết chặt chẽ với kết cấu thép (cùng làm việc) - hoặc được gây tạo ứng suất trước trên kết cấu thép trước khi liên kết.
- Đối với cốt thép cường độ cao, tham gia làm việc là khi căng cốt thép DUL.

Việc phân tích nội lực theo các giai đoạn : chỉ do tải trọng và gây tạo điều chỉnh ứng suất.

Các nội lực do có ngót bê tông, ảnh hưởng của thay đổi nhiệt độ... phát sinh trong giai đoạn cuối cùng của tiết diện - tính riêng và cộng các tác dụng của chúng sau.

1.2. Xác định các nội lực theo giai đoạn làm việc trong những trường hợp gây tạo và điều chỉnh ứng suất:

Các thành phần nội lực:

- Do tĩnh và hoạt tải
- Do gây tạo và điều chỉnh ứng suất: thêm mối nối hay khớp, nối cứng các mối nối hay khớp, thêm hoặc bỏ trụ tạm, thêm các thanh sau khi chắt 1 phần tĩnh tải... (các nhân tố lực ngoài) - chỉ có sự thay đổi nội lực do tĩnh tải.
- Nội lực cuối cùng bằng tổng cộng nội lực trong các giai đoạn và những bước của mỗi giai đoạn.

VÍ DỤ

kết cấu siêu tĩnh làm việc theo 2 giai đoạn: Điều chỉnh ở giai đoạn I các bước a, b... và cả trong giai đoạn II các bước c, d...

Ta sẽ có :

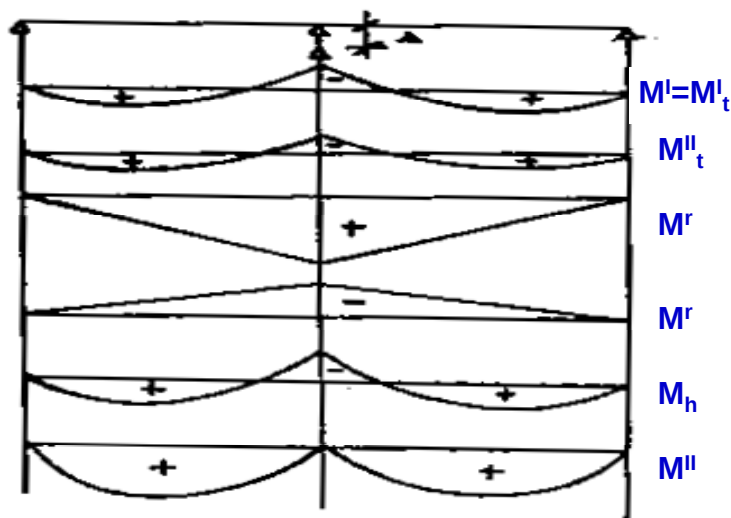
$$M^I = M_t^a + M_t^b + \dots$$

$$M^{II,t} = M_t^c + M_t^d + \dots + M^{CR} + M_h$$

Trong đó: $M_t^a, M_t^b, M_t^c, M_t^d$: nội lực do tĩnh tải thẳng đứng trong các giai đoạn và đợt làm việc.

M_h : Nội lực do hoạt tải thẳng đứng.

M^{CR} : Nội lực do từ biến (chỉ có trong kết cấu siêu tĩnh)



Hình 3-1 : Biểu đồ nội lực khi dùng biện pháp điều chỉnh gối giữa

■ Điều chỉnh bằng cách nâng hạ gối, chuyển vị:

Việc tạo ứng suất trước và điều chỉnh nội lực: thường tạo lực ngược dấu trong kết cấu thép trước khi liên hợp. Sau đó sẽ cắt bỏ lực điều chỉnh.

Hình 3-1: cho gối giữa chuyển vị xuống 1 đoạn Δ . Kết cấu làm việc theo 2 giai đoạn:

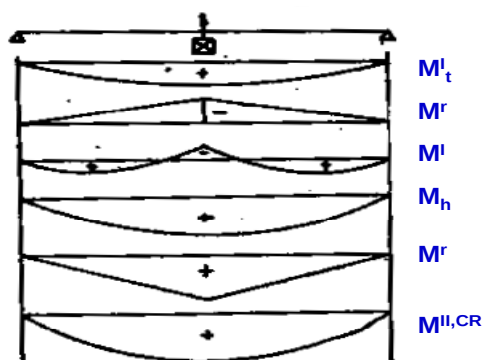
$$M^I = M_t^I - M^r$$

$$M^{II,CR} = M_t^{II} + M^r + M^{CR} + M_h$$

Ví dụ hình 3-2: điều chỉnh ứng suất trong dầm thép – BTCT liên hợp nhịp giản đơn.

Nội lực tổng cộng do dầm chịu : $M_t + M_h \Rightarrow$ một phần tĩnh tải của giai đoạn I chuyển sang t/d giai đoạn II chịu (t/d liên hợp)

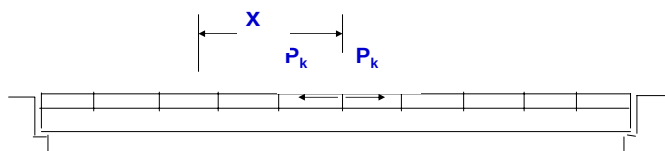
$\Rightarrow$ ứng suất trong phần thép giảm đi và trong phần BTCT tăng lên.



Hình 3-2 : Biểu đồ nội lực trong dầm đơn giản

▪ Tổng hợp gây ép trước bản BTCT bằng cách đặt kích nằm ngang

Bản đã tham gia làm vệc (chịu nén trước) tuy chưa liên kết dầm thép. Trường hợp hình 3-3 ở giai đoạn 2 có 2 bước:



Hình 3-3 : Gây ứng suất bằng cách kích bản BTCT

Bước a : Gây ứng suất trước.

Lực ép trong bản hay lực kéo trong dầm thép tại t/d cách vị trí kích 1 đoạn x:

$$N^{II,a} = N^r = P_K - f \cdot g_b \cdot x$$

Trong đó :
 f : hệ số ma sát giữa bản và dầm
 g_b : trọng lượng bản thân bản
 x : khoảng cách từ điểm đặt kích tới vị trí đang xét.

Bước b: Bỏ kích sau khi đã liên kết bản và dầm. Đồ bê tông mỗi nối - N_r vẫn tồn tại.

Từ N_r xác định nội lực tổng cộng trong giai đoạn 2:

$$M^r = N^r \cdot y$$

y : khoảng cách từ trọng tâm N^r tới vị trí tính mô men

▪ Gây ép trước bằng cách căng cốt thép cường

độ cao

Lực căng truyền cho kết cấu giống ngoại lực tại các vị trí neo, uốn cong cốt thép. Thường lực căng trong bó cốt thép và kết cấu cân bằng lẫn nhau.

+ K/cấu tĩnh định đối ngoại: không thể sinh phản lực gối.

+ K/cấu siêu tĩnh đối ngoại: sinh phản lực gối tự cân bằng.

Trong kết cấu căng sau, có nhiều bó không kéo đồng thời, trong bó thứ K (trừ bó cuối cùng) nội lực sẽ giảm đi: N_k^Δ

$$N_k^\Delta = \sum N_{i,k}^\Delta$$

$N_{i,k}^\Delta$: lực giảm trong bó K do khi căng riêng bó i .

Có lực trong các bó cốt thép $\Rightarrow$ xác định được nội lực trong kết cấu do ứst.

1.3. Lực ứng suất trước kiểm tra, tiêu

chuẩn và các loại mất mát:

Khái niệm cơ bản:

- lực ứng suất trước kiểm tra: lực đo được khi gây tạo ứng suất.
- Khi điều chỉnh nội lực: phản lực gối tựa (do kích) kiểm tra, chuyển vị kiểm tra và tải trọng tĩnh kiểm tra.
- Lực ứng suất trước tiêu chuẩn: trị số lực ứng suất trước được đưa vào tính toán trong mỗi thời kỳ làm việc của kết cấu.

☞ Có 2 dạng lực kiểm tra:

+Lực kiểm tra trước khi neo cốt thép : $N_p^{r(C)}$
đo bằng áp lực kế của kích.

+Lực kiểm tra sau khi neo cốt thép : $N_p^{r(CT)}$ đo
bằng độ dài của cốt thép hoặc biến dạng của
kết cấu.

+Trị số chênh lệch - là mất mát do biến dạng
của neo và do ma sát (anchor and friction):

$$N_p^{r(CT)} = N_p^{r(C)} - N_p^{(A)} - N_p^{(F)}$$

☞ Trong thời gian đầu xuất hiện:

+ Mất mát do chùng dãn cốt thép $N_T^{(R)}$
+ Do kéo các bó cốt thép không đồng thời $N_T^{(\Delta)}$

☞ Sau một thời gian:

+ Toàn bộ mất mát do từ biến của BT và ép xít
mỗi nối N_T^{CR}
+ Mất mát do co ngót bê tông (trong tổ hợp phụ
các tải trọng) $N_T^{(sh)}$

1.4. Hệ số vượt tải của lực UST và điều chỉnh UST:

- Lực tính toán = lực tiêu chuẩn * hệ số vượt tải khi điều chỉnh ứng suất(nr)
- Tính trong trị số chuyển vị, lực kích...
- nr = 1 khi :
 - Gây tạo hoặc điều chỉnh ứng suất tiến hành trước khi phần BTCT tham gia làm việc và trong sơ đồ tĩnh định.
 - Cốt thép DƯL gây ứng suất trước không có chỗ uốn cong.
 - Có ít nhất 2 cách độc lập tin cậy để kiểm tra lẫn nhau khi gây tạo hoặc điều chỉnh ứng suất.
- Các trường hợp khác: nr lấy giá trị 1,1 hoặc 0,9 tùy cách tính nào bất lợi hơn.

II. SỰ CÙNG THAM GIA LÀM VIỆC CỦA BẢN BTCT VÀ THÉP TRONG TIẾT DIỆN LIÊN HỢP

2.1. Giả thiết về tính đàn hồi của bê tông

2.1. Giả thiết về tính đàn hồi của bê tông

Bê tông : + là vật liệu không đàn hồi: biến dạng không tỉ lệ với ứng suất.

+ Là kết cấu chịu kéo kém và chịu ép không đàn hồi.

Nhưng : + Trong tính toán kết cấu liên hợp - giả thiết BT làm việc đàn hồi.

+ Tính không đàn hồi - xét qua hình thức tính toán điều chỉnh (bằng phương pháp gần đúng khi duyệt cường độ, mô và chống nứt của các tiết diện).

Trong các bài toán siêu tĩnh :

- BT được coi như làm việc đàn hồi
- - không phụ thuộc vào ứng suất kéo hay nén.

- Ảnh hưởng của sự không tham gia của một phần tiết diện (khi bị kéo nứt) hoặc chuyển từ đàn hồi sang dẻo được bỏ qua.

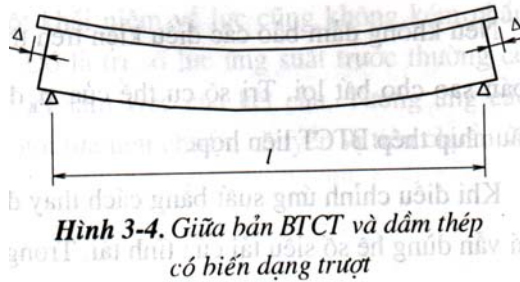
2.2. Ảnh hưởng trượt giữa bản BTCT và thép tới nội lực:

- Các tài liệu lý thuyết và thực nghiệm đã chứng minh: tính chất đàn hồi của mối liên kết giữa bản và dầm ảnh hưởng không đáng kể tới sự phân phối lại nội lực và ứng suất giữa chúng dưới tác dụng của tải trọng.
- GS. M. Borodish dựa trên lý thuyết thanh tổ hợp liên kết đàn hồi với nhau của Rjanishin đã n/c hàng loạt cầu dầm thép BTCT liên hợp đơn giản, cho thấy kết quả tính toán không chênh lệch đáng kể so với giả thiết tiết diện phẳng của kết cấu thép – BTCT liên

- Nếu tại mối nối giữa bản và dầm xuất hiện biến dạng trượt - một phần tải trọng giai đoạn 2 sẽ không truyền cho t/d liên hợp mà phân cho dầm thép và bản BTCT riêng rẽ g_s và g_c .
- Gọi Δ là độ trượt tương đối giữa bản BTCT và dầm thép tại đầu của dầm liên hợp có nhịp l :

$$g_s = \frac{24E_s I_s}{Z_{c,s} \cdot l^3} \Delta$$

$$g_c = \frac{24E_c I_c}{Z_{c,s} \cdot l^3} \Delta$$



Hình 3-4. Giữa bản BTCT và dầm thép có biến dạng trượt

hợp.

tiết diện bản bê tông tới dầm thép.

Toàn bộ tải trọng:

sẽ phân phối lại như sau:

Dầm thép chịu:

Bản BTCT chịu:

Dầm liên hợp chịu:

q : tải trọng do hoạt tải

- Ví dụ: cầu xe lửa nhịp 45m, ứng $\Delta = 1$ mm - U.S biên dưới dầm thép tăng 0,6%; ứng suất bản giảm 3%. Trong thực tế sử dụng - Δ nhỏ hơn nhiều, và sự phân phối lại ứng suất còn nhỏ nữa nên có thể bỏ qua.

2.3. Phần bản BTCT tham gia vào tiết diện tính toán của dầm liên hợp:

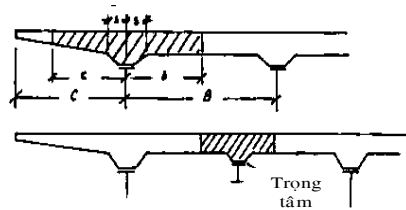
- ❖ Mục đích : làm cho ứng suất lớn nhất thực tế (phân bố không đều) xấp xỉ bằng với ứng suất tính toán (coi như phân bố đều).
- ❖ Sự phân bố ứng suất trong bản không giống nhau trên chiều dài nhịp: ở gối rất chênh lệch, giữa nhịp tương đối đều hơn.
- ❖ Bề rộng tính toán của bản lấy theo điều kiện làm việc ở đoạn giữa nhịp. Tiết diện gần gối vẫn an toàn vì ứng suất pháp nhỏ (M nhỏ). Lực cắt : ứng suất tiếp tính ra sẽ lớn hơn trong thực tế.

Bề rộng cánh bản xác định như sau:

Khi :

$$l \geq 4B : b = \frac{B}{2}$$

$$l < 4B : b = S + 6h_b \begin{cases} \leq \frac{B}{2} \\ \geq \frac{l}{8} \end{cases}$$



Hình 3-5: Bề rộng cánh bản tham gia làm việc

Trong đó:

- l- chiều dài nhịp tính toán.
- hb- bề dày trung bình của bản.
- Trường hợp bản BTCT liên hợp với dầm dọc: tính dầm dọc với trọng tâm t/d liên hợp nằm vào mép dưới bản.
- Khi tính dầm chủ: sẽ kể cả tiết diện dầm dọc nằm trong phạm vi cánh bản tham gia chịu lực nhưng có hệ số ĐKLV $m = 0,9$.

III. TÍNH ẢNH HƯỞNG TỪ BIẾN CỦA BÊ TÔNG VÀ ÉP XÍT CÁC MỐI NỐI BẢN LẮP GHEP

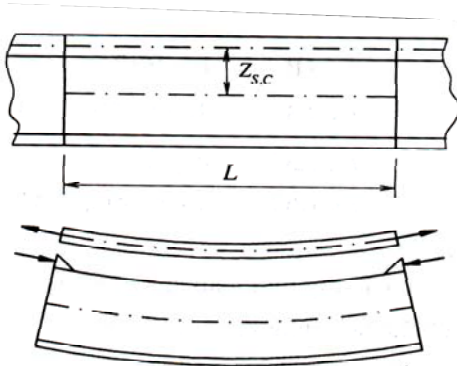
3.1. Quan hệ giữa biến dạng và ứng suất do từ biến của bê tông

- ✓ Hiện tượng từ biến của BT dẫn đến sự phân phối lại nội lực giữa BT và thép - giảm ứng suất trong bê tông.
- ✓ Ứng suất do từ biến BT bản chỉ phát sinh do ảnh hưởng của tải trọng tĩnh lên tiết diện liên hợp (giai đoạn II).
- ✓ Tính đến ứng suất này khi

$$\sigma_c > 0.2R_c$$

- Có nhiều phương pháp để tính từ biến trong kết cấu liên hợp. Nhiều tác giả phương tây xét từ biến đồng thời với sự xuất hiện co ngót và co ngót này ảnh hưởng lại đến từ biến - rất phức tạp.
- P.pháp của GS. Gibsman tương đối đơn giản hơn - dựa trên giả thiết là biến dạng và ứng suất khi từ biến tuân theo cùng một qui luật. Giáo sư còn đưa ra p.pháp tính gần đúng đơn giản nhất dựa vào mô đun đàn hồi có hiệu: $E_{eff} = 0,4 EC$.
- Phương pháp tính của Strelesky đã được chấp nhận trong qui phạm tính kết cấu nhịp thép – BTCT liên hợp : “phương pháp bản mỏng” dựa trên cơ sở p.pháp tính của Gibsman nhưng đơn giản hơn:
 - Xét sự làm việc của dầm liên hợp dưới tải trọng tĩnh g. Trên đoạn L có đặc trưng h.học không đổi.
 - Các ký hiệu với mức trọng tâm t/diện bê tông:

- ứng suất tại trọng tâm bản BTCT lúc ban đầu, tính toán xuất phát từ sự làm việc đàn hồi của BT (trước khi từ biến)



Hình 3-6. Sự làm việc của một đoạn dầm liên hợp

$\varepsilon_{C(0)} = \frac{\sigma_{C(0)}}{E_C}$: biến dạng dẻo tương đối của BT lúc bắt đầu từ biến

η_C : biến dạng dẻo tương đối do từ biến

$\sigma_C^{\overline{CR}}$: độ giảm ứng suất do từ biến

$\xi_C^{\overline{CR}} = \frac{\sigma_C^{\overline{CR}}}{E_C}$: Biến dạng đàn hồi tương đối do sự giảm ús.

$\varepsilon_C^{\overline{CR}} = \eta_C - \xi_C^{\overline{CR}}$: độ tăng biến dạng tương đối do từ biến

Cần xác định các thông số từ biến sau:

➤ Thông số về thay đổi ứng suất trong bê tông:

$$\alpha = - \frac{\sigma_C^{\overline{CR}}}{\sigma_{C(0)}}$$

➤ Thông số về thay đổi biến dạng tương đối trong bê tông:

$$\beta = \frac{\varepsilon_C^{\overline{CR}}}{\varepsilon_{C(0)}} = \frac{\eta_C - \xi_C^{\overline{CR}}}{\varepsilon_{C(0)}}$$

➤ Mô đun đàn hồi có hiệu của bê tông :

$$E_{eff} = \frac{\sigma_{C(0)} - \sigma_C^{\overline{CR}}}{\varepsilon_{C(0)} + \varepsilon_C^{\overline{CR}}} = \frac{\sigma_{C(0)} - \sigma_C^{\overline{CR}}}{\varepsilon_{C(0)} + \eta_C - \xi_C^{\overline{CR}}}$$

Cần xác định các thông số từ biến sau:

➤ Thông số về thay đổi ứng suất trong bê tông:

$$\alpha = - \frac{\sigma_C^{\overline{CR}}}{\sigma_{C(0)}}$$

➤ Thông số về thay đổi biến dạng tương đối trong bê tông:

$$\beta = \frac{\varepsilon_C^{\overline{CR}}}{\varepsilon_{C(0)}} = \frac{\eta_C - \xi_C^{\overline{CR}}}{\varepsilon_{C(0)}}$$

➤ Mô đun đàn hồi có hiệu của bê tông :

$$E_{eff} = \frac{\sigma_{C(0)} - \sigma_C^{\overline{CR}}}{\varepsilon_{C(0)} + \varepsilon_C^{\overline{CR}}} = \frac{\sigma_{C(0)} - \sigma_C^{\overline{CR}}}{\varepsilon_{C(0)} + \eta_C - \xi_C^{\overline{CR}}}$$

➤ Nếu coi ứng suất do từ biến thay đổi theo cùng qui luật của biến dạng do từ biến và coi $\sigma_C^{\overline{CR}}$ là đại lượng dương, ta có:

$$\sigma_C^{\overline{CR}}(t) = \sigma_C^{\overline{CR}}(1 - e^{-kt})$$

$$\sigma_C(t) = \sigma_{C(0)} - \sigma_C^{\overline{CR}}(t) = \sigma_{C(0)} - \sigma_C^{\overline{CR}}(1 - e^{-kt})$$

Thay trị số $\sigma_C(t)$ vào biểu thức gia số biến dạng trên:

$$d\eta_C = \frac{\rho_k}{E_C} [\sigma_{C(0)} - \sigma_C^{\overline{CR}}(1 - e^{-kt})] k e^{-kt} dt$$

Lấy tích phân :

$$\eta_C(t) = \int_0^t d\eta_C = \frac{\rho_k}{E_C} \left[\sigma_{C(0)} - \frac{\sigma_C^{\overline{CR}}}{2} (1 - e^{-kt}) \right] (1 - e^{-kt}) \Big|_0^t$$

Khi $t = \infty$ (thường $t = 2 - 3$ năm) :

$$\eta_c = \frac{\varphi_k}{E_c} (\sigma_{c(0)} - 0,5 \sigma_c^{\overline{CR}}) \quad (1)$$

Trong đó :

K: hệ số biểu thị tốc độ xuất hiện từ biến theo thời gian. Thường lấy $K = 1$.

φ_k : đặc trưng từ biến, bằng tỉ số giữa biến dạng cuối cùng (Khi từ biến tự do)/ biến dạng đàn hồi. Thường lấy $= 1,5$

$(1 - e^{-kt})$: hàm số biểu thị luật tích lũy biến dạng từ biến theo thời gian.

Theo trên có 2 ẩn số là η_c và $\sigma_c^{\overline{CR}}$ -ta cần tìm liên hệ thứ hai để giải

- Phương trình thứ 2 là : độ biến dạng đàn hồi của phần thép (kể cả cốt thép bản) và bê tông vẫn tuân theo luật tiết diện phẳng.

Gọi L: chiều dài đoạn xét cấu kiện liên hợp có mặt cắt ngang không đổi.

Trên đoạn L biến dạng là $\varepsilon_c^{\overline{CR}} L = (\eta_c - \xi_c^{\overline{CR}}) L$

Nếu bỏ qua độ cứng của bản (giả thiết bản mỏng) đ/v trục của nó - tác dụng của bê tông do từ biến gây ra một lực ép $N_c^{\overline{CR}}$ đặt ở mức trọng tâm t/d bê tông, và ngược lại do ảnh hưởng của phần thép thì bê tông cũng bị lực kéo giá trị $N_c^{\overline{CR}}$ cũng đặt tại điểm ấy.

$$N_c^{\overline{CR}} = \frac{(\eta_c - \xi_c^{\overline{CR}}) L}{\delta_{ST,C}} \quad (2)$$

Với

$$\delta_{ST,C} = \frac{L}{E_c F_{ST}} + \frac{L Z_{C,ST}^2}{E_s I_{ST}} : \text{biến dạng đàn hồi}$$

của thép trong đoạn L khi có lực ép đơn vị đặt tại mức trọng tâm bê tông. (giả thiết không có phần bê tông)

Ta có: $N_c^{\overline{CR}} = \sigma_c^{\overline{CR}} F_c$ và $\xi_c^{\overline{CR}} = \frac{\sigma_c^{\overline{CR}}}{E_c}$

Và ký hiệu: $\delta_{C,C} = \frac{L}{E_c F_c}$ - biến dạng đàn hồi của bê tông trong đoạn L do lực đơn vị đặt ở trọng tâm mặt cắt bê tông (giả định không có phần thép).

Từ (1) và (2) ta giải ra được:

$$\sigma_C^{\overline{CR}} = -\frac{2\varphi_K \delta_{C,C}}{2(\delta_{ST,C} + \delta_{C,C}) + \varphi_K \delta_{C,C}} \cdot \sigma_{C(0)}$$

$$\eta_C = \frac{2\varphi_K (\delta_{ST,C} + \delta_{C,C})}{2(\delta_{ST,C} + \delta_{C,C}) + \varphi_K \delta_{C,C}} \cdot \varepsilon_{C(0)}$$

➤ Từ đó có các thông số từ biến:

$$\alpha = \frac{2\varphi_K \delta_{C,C}}{(2 + \varphi_K) \delta_{C,C} + 2\delta_{ST,C}}$$

$$\beta = \frac{2\varphi_K \delta_{ST,C}}{(2 + \varphi_K) \delta_{C,C} + 2\delta_{ST,C}}$$

$$E_{eff} = \frac{2\delta_{ST,C} + (2 - \varphi_K) \delta_{C,C}}{2(1 + \varphi_K) \delta_{ST,C} + (2 + \varphi_K) \delta_{C,C}} E_C$$

3.2. Hiện tượng ép xít các mối nối ngang của bản lắp ghép :

- Xuất hiện do sự không khít chặt ở mặt tiếp xúc giữa các khối bê tông với phần BT trát mối nối.
- Không phụ thuộc nhiều vào bề dày mối nối.
- Có biến dạng của bê tông trát mối nối, phụ thuộc độ chặt bê tông.
- Các biến dạng này đều có tính phi đàn hồi và không hồi phục - ảnh hưởng đến sự phân phối lại nội lực trong bản BTCT và dầm thép giống biến dạng từ biến.
- Xuất hiện do sự không khít chặt ở mặt tiếp xúc giữa các khối bê tông với phần BT trát mối nối.
- Không phụ thuộc nhiều vào bề dày mối nối.
- Có biến dạng của bê tông trát mối nối, phụ thuộc độ chặt bê tông.
- Các biến dạng này đều có tính phi đàn hồi và không hồi phục - ảnh hưởng đến sự phân phối lại nội lực trong bản BTCT và dầm thép giống biến dạng từ

Theo qui trình: biến dạng ép xít mỗi nối Δj ở một mối nối được cho sẵn và ứng với ứng suất ban đầu bằng R_C – cường độ bê tông khi nén đúng tâm.

Nếu ứng suất ban đầu nhỏ hơn R_C - sẽ lấy biến dạng giảm đi theo tỉ lệ.

Tương tự như tính từ biến, xét trong đoạn L:

$$\eta_j = \frac{\Sigma \Delta j}{L} \cdot \frac{\sigma_{C(0)}}{R_C}$$

L: chiều dài khoảng cách biến dạng (khoảng cách các mối nối)

biến

Hiện tượng ép xít mỗi nối diễn biến tương tự như từ biến và tính cùng với biến dạng từ biến với đặc trưng:

$$\varphi = \frac{\eta_C + \eta_j}{\varepsilon_{C(0)}}$$

$$\varphi = \varphi_K + \frac{\Sigma \Delta j E_C}{L \cdot R_C}$$

3.3. Tính ảnh hưởng từ biến và ép xít mối nối trong kết cấu tĩnh định :

- Từ biến và ép xít mối nối chỉ làm thay đổi ứng suất và biến dạng trong bê tông và thép, không gây nội lực phụ.
- Ứng suất mất mát do từ biến và ép xít mối nối trong bê tông tại mức trọng tâm:

$$\sigma_C^{\overline{CR}} = -\alpha \sigma_{C(0)}$$

- Tính nội lực bê tông và thép: $N_C^{\overline{CR}} = \sigma_C^{\overline{CR}} . F_C$

đặt tại trọng tâm phần tiết diện bê tông (kéo trong BT và ép trong thép)- tính ứng suất và biến dạng trong phần thép theo các công thức thông thường.

➤ Tính:
$$\delta_{ST,C} = \frac{L_C}{E_S F_{ST}} + \frac{L_C . Z_{C,ST}^2}{E_S I_{ST}}$$

$$\delta_{C,C} = \frac{L_C}{E_C F_C}$$

- Tính α : Tuy α chỉ tính trong đoạn L_C nhưng có thể áp dụng gần đúng cho suốt chiều dài nhịp l.
- Ứng suất mất mát do từ biến và ép xít mối nối :

$$\sigma_C^{\overline{CR}} = -\alpha \sigma_{C(0)}$$

tác dụng tại trọng tâm phần bê tông bản.

VÍ DỤ

Tính từ biến và ép xít mối nối trong dầm thép BTCT liên hợp đơn giản

- Xác định nội lực M do điều chỉnh ứng suất và tính tải trong giai đoạn II.

➤ Xác định ứng suất trong bê tông: $\sigma_{C(0)} = \frac{M}{W_{C,STC}}$

và $\sigma_{CF(0)} = \frac{M}{W_{CF,STC}}$ ứng suất ở mép của bản bê tông

lúc ban đầu.

Điều kiện : $\sigma_{CF(0)} > 20\% R_{C,B}$ phải tính tới từ biến

- Xác định đặc trưng φ trong đoạn giữa dầm L_C có tiết diện không đổi.

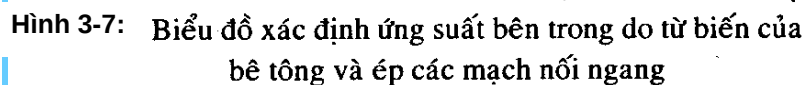
- Phân thay đổi ứng suất trong thép :

$$\sigma_{i,ST}^{\overline{CR}} = \sigma_C^{\overline{CR}} F_C \left(\pm \frac{1}{F_{ST}} \pm \frac{Z_{C,ST}}{W_{i,ST}} \right)$$

- Biến dạng chung của dầm do từ biến và ép xít mối nối cũng tính từ sơ đồ đặt lực nén :

$$N_C^{\overline{CR}} = \sigma_C^{\overline{CR}} F_C$$

đặt tại trọng tâm phần bê tông.



- ❑ Biến dạng từ biến bê tông và ép xít mỗi nối không chỉ gây ra sự phân phối lại nội lực giữa các phần bê tông và thép mà còn gây ra nội lực phụ.
- ❑ Tính toán ảnh hưởng này phức tạp hơn nhiều vì sự xuất hiện nội lực và phân phối lại nội lực diễn biến từ từ và có những ảnh hưởng lẫn nhau.
- ❑ Muốn xác định nội lực phụ cần biết biến dạng do từ biến trong hệ cơ bản theo phương các ẩn số lực thừa. Mà các biến dạng này lại phụ thuộc vào cả nội lực phụ. Vì vậy bài toán phải giải theo phương pháp đúng dần.

- Xác định nội lực với giả thiết bỏ qua ảnh hưởng của từ biến.
- Căn cứ nội lực tính được xác định nội lực phụ lần I.
- Xác định nội lực có kể đến nội lực phụ vừa tìm.
- Xác định nội lực phụ lần 2.

Bài toán khá phức tạp và khối lượng tính toán nhiều. Trong nhiều trường hợp chỉ cần hạn chế bài toán trong bước tính gần đúng thứ nhất.

Trình tự giải bài toán như sau:

1- Giải bài toán siêu tĩnh ban đầu và xác định M và N do tĩnh tải và các tác động khi BT chịu lực.

Ứng suất ban đầu trong BT do M gây ra:

$$\sigma_{C(0)} = \frac{M^l}{W_{C,STC}}$$

2- Kiểm tra điều kiện xem có phải tính nội lực do TB và ép xít không, trị số lấy theo qui định (qui trình).

3- Xác định các giá trị chuyển vị $\delta_{ST,C}$ và $\delta_{C,C}$ và E_{eff} trên các trụ giữa và giữa các nhịp như phần trên (có tiết diện khác nhau). Nếu chưa chọn được các mặt cắt ngang - chia mỗi nhịp thành 3 đoạn có chiều dài $L_1, L_2, \dots$

4- Xác định các đặc trưng hình học có hiệu tính đối của các mặt cắt ngang tại gối và nhịp dầm - lấy mô đun đàn hồi là E_{eff} .

5- Xác định các ứng suất cuối cùng ở trọng tâm tiết diện BT do mô men gây ra:

$$\sigma_{C(e)}^l = \frac{M^l}{W_{C,STC}^e}$$

Mất mát ứng suất trong bê tông và thép do từ biến và ép xít mỗi nối có thể tính bằng hiệu các ứng suất tương ứng, tính trong các mặt cắt liên hợp do tải trọng và tác động gây ra:

$$\sigma_C^{\overline{CR}} = \sigma_{C(e)}^l - \sigma_{C(0)}^l \quad (\text{độ giảm ỨS trong BT khi xét từ biến})$$

$$\sigma_{ST}^{\overline{CR}} = \sigma_C^{\overline{CR}} F_C \quad (\text{độ giảm ỨS trong thép khi xét từ biến})$$

6- Lập biểu đồ mô men uốn trong phần thép của dầm do sự phân phối lại ứng suất do từ biến và ép xít mối nối ngang.

Đối với mỗi mặt cắt: $M_{ST}^{\overline{CR}} = |\sigma_C^{\overline{CR}}| F_C Z_{C,ST}$ có giá trị dương.

7- Xác định các giá trị chuyển vị $\Delta_{i,CR}$ theo phương các ẩn số lực Xi do nội lực

$$N_C^{\overline{CR}} = \sigma_C^{\overline{CR}} F_C$$

truyền từ BT sang thép và các biểu đồ

$$\overline{M}_1, \overline{M}_2$$

9- Trong các mặt cắt có BT làm việc đàn hồi, ứng suất toàn phần được tính :

$$\sigma^{ICR} = \frac{M^I + M^{CR}}{W_{i,ST.C}^e} (= \sigma_{i(0)}^I + \sigma_i^{\overline{CR}} + \sigma^{CR})$$

$\sigma_i^{\overline{CR}}$: độ thay đổi ứng suất do từ biến.

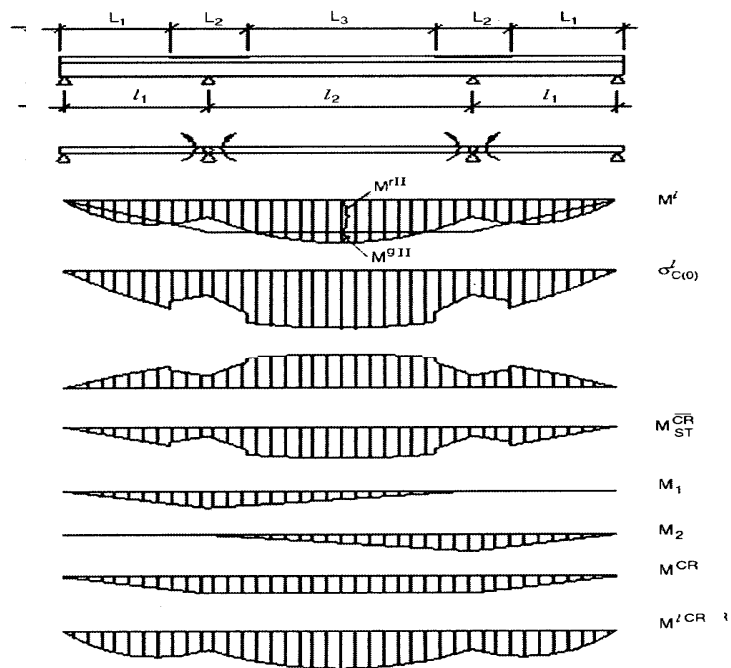
$$\sigma^{CR} = \frac{M^{CR}}{W_{i,ST.C}^e}$$

: Ứng suất do nội lực phụ của từ biến.

(Chỉ số e: khi tính t/d tương đương với E_{eff})

Ví dụ: cho dầm liên tục 3 nhịp gây tạo và điều chỉnh ứng suất dưới tĩnh tải bằng chuyển vị thẳng gối tựa.

(Hình vẽ 3-8)



Hình 3-8 : Để tính dầm liên tục

Bài 5CHƯƠNG IV

TÍNH DUYỆT TIẾT DIỆN

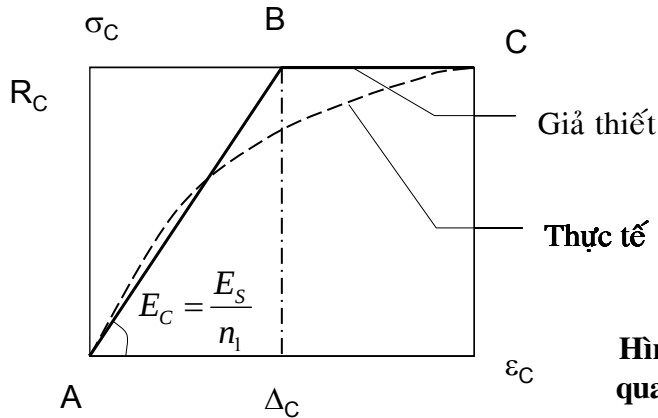
DƯỚI TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG VÀ LỰC ỨNG SUẤT TRƯỚC

I.CÁC TIÊU CHUẨN TRẠNG THÁI GIỚI HẠN VỀ CƯỜNG ĐỘ VÀ CÁC TRƯỜNG HỢP TÍNH TOÁN

1.1.Sự làm việc của bê tông trong kết cấu BTCT liên hợp:

- Thực tế quan hệ giữa σ và ε là đường cong dần cho tới khi đạt R_b .
- Để đơn giản trong tính toán - qui phạm chấp nhận đề xuất của Strelesky là quan hệ $\sigma - \varepsilon$ gồm 2 đoạn

- Đoạn AB: coi bê tông làm việc hoàn toàn đàn hồi với E_C .
- Đoạn BC: coi bê tông ở trạng thái chảy (dẻo) ứng suất không tăng (đạt R_C), biến dạng phát triển cho tới khi bê tông bị phá hoại.



Hình 4-1 : Biểu đồ quan hệ σ và ϵ của bê tông

Tính toán sẽ dựa trên 2 trị số giới hạn :

- + Cường độ tính toán của bê tông R_C .
- + Biến dạng tương đối giới hạn của bê tông Δ_C
- Ứng suất và biến dạng do từ biến và ép xít mỗi nối xét với giai đoạn đàn hồi ban đầu (đoạn AB).
- Khi ứng suất tổng cộng $> R_C$ thì tính toán theo đoạn BC - coi như ứng suất trong bê tông bằng R_C và biến dạng sẽ xác định qua biến dạng của thép $\Rightarrow$ việc tính biến dạng do từ biến không còn ý nghĩa.

1.2. Các tiêu chuẩn TTGH và các trường hợp tính toán:

- ❖ **Kết cấu chịu mô men dương:** bê tông nằm trong vùng chịu nén.

Giả thiết bê tông làm việc theo 2 giai đoạn, thép trong giai đoạn đàn hồi. Các tiêu chuẩn xác định TTGH của tiết diện liên hợp:

- Ứng suất kéo tại mép biên dưới đạt tới cường độ tính toán thép khi uốn $R_{S,B}$.
- Ứng suất nén tại mép biên trên dầm thép đạt $m_2.R_{S,B}$
- Biến dạng của bê tông đạt tới trị số giới hạn Δ_C .

m_2 : hệ số ĐKLV xét ảnh hưởng của bê tông làm hạn chế sự phát triển biến dạng dẻo ở biên trên dầm thép. Tùy thuộc so với R_c để có trị số phù hợp.

- Cường độ tính toán của thép $R_{S,B}$ lấy bằng lực dọc trục $R_{S,O}$ nếu ứng suất do lực dọc chiếm ưu thế.

- Trong kết cấu BTCT liên hợp thường bề dày bản bê tông là nhỏ - khi phá hoại thường xảy ra trên toàn tiết diện $\Rightarrow$ độ biến dạng Δ_C có thể lấy đối với trọng tâm của bản $\Delta_C = 0,0016$.

Tính độ bền cấu kiện – chủ yếu hoạt tải làm nén bê tông – được tiến hành theo một trong ba trường hợp tính chủ yếu: A , B hoặc C tùy giá trị ứng suất trong bê tông.

XÁC ĐỊNH CÁC TRƯỜNG HỢP TÍNH TOÁN

Ứng suất tại trọng tâm tiết diện bê tông:

$$\sigma_C = \frac{1}{n_1} \left(\frac{M^{II,CR}}{W_{C,STC}} - \frac{N^{II,CR}}{F_{STC}} \right) - \sigma_C^{\overline{CR}}$$

Ứng suất tại mép:

$$\sigma_{CF} = \frac{1}{n_1} \left(\frac{M^{II,CR}}{W_{CF,STC}} - \frac{N^{II,CR}}{F_{STC}} \right) - \sigma_{CF}^{\overline{CR}}$$

+ Trường hợp A: Khi $\sigma_{CF} < R_C$: bê tông và thép đều làm việc trong giai đoạn đàn hồi.

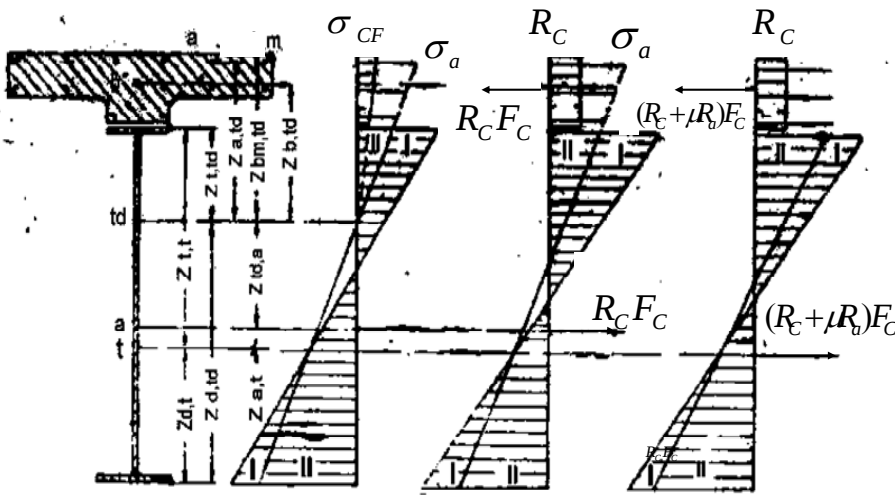
+ Trường hợp B: Khi có cốt thép dọc chịu lực và nếu

phần thép và cốt thép làm việc đàn hồi, bê tông làm việc trong giai đoạn dẻo.

+ Trường hợp C: Nếu

khi không có cốt thép dọc tính toán và nếu có cốt thép dọc mà

Thì – tương ứng phần thép của kết cấu làm việc đàn hồi, còn toàn bộ phần BTCT đều làm việc trong giai đoạn dẻo.

T/hợp A**T/hợp B****T/hợp C**

Hình 4-2 : Các dạng biểu đồ ứng suất trong tiết diện liên hợp khi bản chịu nén

Bê tông nằm trong khu vực chịu kéo. Có thể xảy ra các trường hợp sau:

- Bê tông được ép trước bằng phương pháp điều chỉnh hoặc gây tạo ứng suất - dưới tác dụng của hoạt tải chưa xuất hiện ứng suất kéo trong bê tông.
- Ứng suất do hoạt tải vượt quá ứng suất nén trước trong bê tông nên gây kéo.
- Bê tông không được nén trước nên do tải trọng sẽ xuất hiện ứng suất kéo.

Khi tính toán về cường độ—tùy giá trị ứng suất σ_{CF} của bê tông để xét toàn bộ tiết diện BT làm việc đàn hồi hay hoàn toàn không kể tới phần BT. Cốt thép vẫn tính trong mọi trường hợp.

Điều kiện: σ_{CF} không vượt quá σ_U tới hạn σ_U

- Cầu có cốt thép sợi cường độ cao : $\sigma_U = 0$
- Phần BTCT không có cốt thép cường độ cao :

$\sigma_U = R_{CT}$ – cường độ tính toán khi kéo của BT

- σ_U xác định theo giả thiết BT làm việc đàn hồi, có thể xét đến từ biến và ép xít mối nối khi cần.
- T/hợp không có cốt thép cường độ cao: trong mọi trường hợp đảm bảo : $\sigma_U < R_{CT}$ mới kể đến tiết diện BT khi tính toán. σ_U - do tổ hợp chính, phụ.

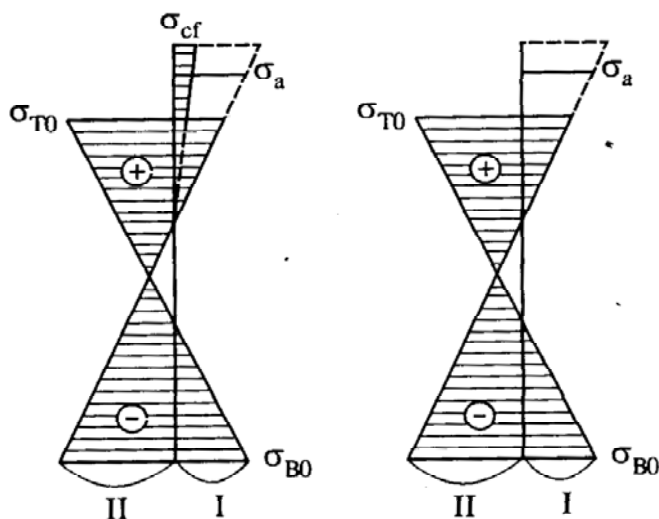
Tính theo một trong hai trường hợp cơ bản:

Trường hợp D: bê tông được tính vào tiết diện liên hợp khi bảo đảm một trong các điều kiện sau:

- + Nếu ứng suất kéo $\sigma_{CF} < \sigma_U$ ứng với tổ hợp TT và tác động bất lợi nhất.
- + $\sigma_{CF} < 0$ ứng với tổ hợp đặt tải được xét.

Trường hợp E: bê tông không được kể vào tiết diện tính toán khi đồng thời có 2 điều kiện:

- + Nếu ứng suất kéo $\sigma_{CF} > \sigma_U$ ứng với tổ hợp TT và tác động bất lợi nhất.
- + $\sigma_{CF} > 0$ ứng với tổ hợp đặt tải được xét.



Hình 4-3. Biểu đồ ứng suất trong trường hợp D và E

II. CÁC CÔNG THỨC KIỂM TRA CƯỜNG ĐỘ TIẾT DIỆN THÉP – BTCT LIÊN HỢP THEO CÁC TRƯỜNG HỢP TÍNH TOÁN

- Các trường hợp sau áp dụng cho những kết cấu thép – BTCT liên hợp kiểu dầm liên hợp với bản BTCT, làm việc theo 2 giai đoạn.
- Trước hết xác định ứng suất nén trong bê tông σ_C, σ_{CF} để xác định các trường hợp tính toán A, B, C, và ứng suất kéo trong bê tông σ_{CF} khi bê tông nằm ở khu vực chịu kéo để xác định trường hợp tính toán D, E.

1. Trường hợp A:

Cả thép và BTCT cùng ở giai đoạn đàn hồi:

- Ứng suất ở mép biên dưới dầm thép:

$$\sigma_{BO} = \frac{M^I}{W_{BO,S}} + \frac{N^I}{F_S} + \frac{M^{II,CR}}{W_{BO,STC}} + \frac{N^{II,CR}}{F_{STC}} + \sigma_{BO}^{CR} \leq R_{S,B}$$

Hay :

$$\sigma_{BO} = \sigma_{BO,S}^I + \sigma_{BO,STC}^{II,CR} \leq R_{S,B}$$

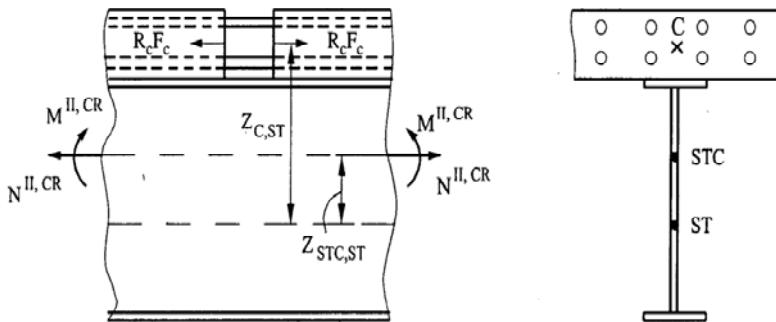
- Ứng suất ở mép trên của dầm thép:

$$\sigma_{TO} = \frac{M^I}{W_{TO,S}} - \frac{N^I}{F_S} + \frac{M^{II,CR}}{W_{TO,STC}} - \frac{N^{II,CR}}{F_{STC}} + \sigma_{TO}^{\overline{CR}} \leq m_2 R_{S,B}$$

hay: $\sigma_{TO} = \sigma_{TO,STC}^I + \sigma_{TO,STC}^{II,CR} \leq m_2 R_{S,B}$

2. Trường hợp B :

- Ứng suất bê tông đạt đến RC, toàn bộ bản làm việc trong giai đoạn dẻo, dầm thép trong giai đoạn đàn hồi. Ứng suất trong bê tông không thể vượt quá RC - biểu đồ ứng suất là hình chữ nhật.
- Tưởng tượng phần bê tông bị cắt đứt ra và thay thế bằng lực ép RCFC đặt tại trọng tâm bản bê tông. Trong giai đoạn II tiết diện liên hợp sẽ chỉ đối với phần thép (dầm thép + cốt thép bản) chịu MII,CR và NII,CR đặt tại trọng tâm tiết diện liên hợp và lực kéo RCFC đặt tại trọng tâm tiết diện bê tông.



Hình 4-4. Để tính ứng suất trường hợp B

- Ứng suất tại các thớ của dầm thép trong giai đoạn II là:

$$\begin{aligned} \sigma_i^{II,CR} &= \frac{M^{II,CR} - N^{II,CR} \cdot Z_{STC,ST} - R_C F_C \cdot Z_{C,ST}}{W_{i,ST}} \pm \frac{N^{II,CR} + R_C F_C}{F_{ST}} \\ &= \frac{M^{II,CR} - N^{II,CR} \cdot Z_{STC,ST}}{W_{i,ST}} \pm \frac{N^{II,CR}}{F_{ST}} - \left(\frac{S_{C,ST}}{W_{BO,ST}} + \frac{F_C}{F_{ST}} \right) R_C \end{aligned}$$

Trong các công thức trên:

- Ứng suất $\sigma_C = RC$ nên $m_2 = 1$
- Do bê tông làm việc trong giai đoạn dẻo $\Rightarrow$ phần ứng suất phân phối lại do từ biến

không có nữa, biểu đồ ứng suất trong bê tông đã tính theo hình chữ nhật.

- NCR và MCR vẫn có vì xét từ biến của cả hệ.

3- Trường hợp C

- Biểu đồ ứng suất trong bê tông đạt tới giai đoạn dẻo có dạng chữ nhật RC
- Ứng suất của cốt thép cũng đạt tới R_a và làm việc trong trạng thái dẻo.
- Tương tự trường hợp B - coi như cắt cả phần BTCT bản và thay bằng lực ép: $RCFC + RaFa = (RC + \mu Ra)FC$ đặt tại trọng tâm BT.
- Trong giai đoạn II, phần tiết diện còn lại chỉ là dầm thép chịu MII, CR và NII, CR đặt tại trọng tâm của tiết diện liên hợp, và lực kéo $(RC + \mu Ra)FC$ đặt tại trọng tâm phần bê tông.

- **Biến dạng tương đối qua mép bản bê tông tác dụng:**

$$\varepsilon_C = \frac{1}{E_S} \left[\frac{M^{ICR} - N^{ICR} Z_{STCS}}{W_{CS}} - \frac{N^{ICR}}{F_S} \right] - \frac{1}{E_S} \left(\frac{S_{CS}}{W_{CS}} + \frac{F_C}{F_S} \right) (R_C + \mu R_a) \leq \Delta_C$$

Hay :

$$\varepsilon_C = \frac{\sigma_{C,S}^{II,CR}}{E_S} - \frac{1}{E_S} \left(\frac{S_{C,S}}{W_{C,S}} + \frac{F_C}{F_S} \right) (R_C + \mu R_a) \leq \Delta_C$$

4- Trường hợp D:

$\sigma_{CF} > 0$ hoặc < 0 ; và $\sigma_{CF} < \sigma_U$ ứng với tổ hợp bất lợi nhất.

- **Ứng suất ở mép dưới dầm thép:**

$$\sigma_{BO} = -\frac{M^I}{W_{BO,S}} - \frac{N^I}{F_S} - \frac{M^{II,CR}}{W_{BO,STC}} - \frac{N^{II,CR}}{F_{STC}} - \sigma_{BO}^{CR} \leq R_{S,B}$$

Hay :

$$\sigma_{BO} = \sigma_{BO,S}^I + \sigma_{BO,STC}^{II,CR} \leq R_{S,B}$$

- Ứng suất ở mép trên dầm thép:

$$\sigma_{TO} = -\frac{M^I}{W_{TO,S}} + \frac{N^I}{F_S} - \frac{M^{II,CR}}{W_{TO,STC}} + \frac{N^{II,CR}}{F_{STC}} - \sigma_{TO}^{CR} \leq R_{S,B}$$

Hay :

$$\sigma_{TO} = \sigma_{TO,S}^I + \sigma_{TO,STC}^{II,CR} \leq R_{S,B}$$

Các công thức trên giống trường hợp A nhưng ngược dấu, $m_2 = 1$ – bản không có tác dụng cản trở biến dạng dẻo của biên trên chịu kéo.

5- Trường hợp E : Khi $\sigma_{CF} > 0$

Trường hợp này tiết diện chỉ có phần thép (dầm thép + cốt thép).

- Ứng suất mép dưới dầm thép:

$$\sigma_{BO} = -\frac{M^I}{W_{BO,S}} - \frac{N^I}{F_S} - \frac{M^{II,CR} + N^{II,CR} \cdot Z_{STC,ST}}{W_{BO,ST}} - \frac{N^{II,CR}}{F_{ST}} \leq R_{S,B}$$

Hay :

$$\sigma_{BO} = \sigma_{BO,S}^I + \sigma_{BO,ST}^{II,CR} \leq R_{S,B}$$

- Ứng suất ở thớ mép trên dầm thép :

$$\sigma_{TO} = -\frac{M^I}{W_{TO,S}} + \frac{N^I}{F_S} - \frac{M^{II,CR} - N^{II,CR} \cdot Z_{STC,ST}}{W_{TO,ST}} - \frac{N^{II,CR}}{F_{ST}} \leq R_{S,B}$$

Hay

$$\sigma_{TO} = \sigma_{TO,S}^I + \sigma_{TO,ST}^{II,CR} \leq R_{S,B}$$

- Ứng suất của cốt thép hàng ngoài cùng:

$$\sigma_a = \frac{M^{II,CR} - N^{II,t} \cdot Z_{STC,ST}}{W_{a,ST}} + \frac{N^{II,CR}}{F_{ST}} \leq R_a$$

hay

$$\sigma_a = \sigma_{a,ST}^{II,CR} \leq R_a$$

Coi như $M > 0$, $N > 0$)

6- Kiểm tra cường độ của tiết diện dầm liên hợp khi có sự gây tạo ứng suất :

Xét VD: trường hợp bản BTCT rơi vào khu vực chịu kéo khi có hoạt tải - sử dụng cốt thép cường độ cao trên toàn tiết diện. Trình tự thi công:

Giai đoạn 1: dầm thép chịu tĩnh tải phần 1: MgI

Giai đoạn 2: Căng cốt thép để ép riêng phần thép. Sau đó đặt bản mặt cầu: có $N_{prII}, M_{gII}, X_{gII}$

N_{prII} : lực ép trước trong dầm thép- có xét từ biến BT bản.

Giai đoạn 3: căng cốt thép ép cả tiết diện liên hợp, chất tĩnh tải và hoạt tải: có $N_{prIII}, M_{IIIb}, CR, N_{IIIb}, CR$

Sau khi có các giá trị nội ngoại lực, tiến hành tính kiểm tra.

Trước tiên tính σ_{CF} ứng với trường hợp bất lợi nhất. So sánh xem thuộc trường hợp tính toán D hay E. Sau đó áp dụng các công thức tính đối với mỗi trường hợp trong các giai đoạn. (Trong giáo trình)

III. KIỂM TRA VỀ MỎI CỦA TIẾT DIỆN THÉP – BTCT LIÊN HỢP:

Kiểm tra phần thép và neo liên kết, mối hàn, các chi tiết liên kết bản BTCT với dầm thép.

Chỉ kiểm toán độ chống mỏi với **tổ hợp tải trọng và tác động chính**, tính **với tải trọng tiêu chuẩn**.
Với hoạt tải thẳng đứng có **xét hệ số xung kích**.

Giữa tính toán về cường độ và về mỏi đối với tiết diện liên hợp các công thức tính và các giai đoạn tính toán như nhau, chỉ khác ở :

- + Các hệ số (vượt tải)
- + Tính chất biến dạng của bê tông(EC), một vài đặc điểm trong xác định ứng suất trong kết cấu thép (Ví dụ có kể tới độ cứng tại nút).

Nội lực khi tính mỏi đa số các trường hợp cũng xác định giống như khi tính về cường độ. Trong kết cấu siêu tĩnh cũng kể tới từ biến và ép xít mối nối.

**+ Trị số cường độ tính toán của vật liệu (γ).
Tính độ chịu mỏi trên cơ sở giả thiết BT chịu nén làm việc đàn hồi mà không tùy thuộc vào việc kiểm toán cường độ theo trường hợp tính.**

Nội dung : Xác định $\sigma_{\max}, \sigma_{\min}, \rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$. Từ

đó để xác định cường độ tính toán về mỏi.

- ***Tri số n**: Khi kiểm toán độ chịu mỏi, tỉ số giữa các mô đun đàn hồi của thép và bê tông lấy :
 - Đối với cầu ô tô và thành phố trong mọi trường hợp, với cầu đường sắt trong những khu vực hoạt tải làm giảm ứng suất nén trong bê tông : lấy bằng n_1 - bê tông sẽ tính với E_C .
 - Cầu đường sắt trong những tiết diện hoạt tải làm tăng ứng suất nén trong bê tông: lấy bằng $n' = \frac{E_s}{E_C}$
- (tra bảng) – Với mô đun đàn hồi của bê tông là E'_C
- mô đun biến dạng giới hạn của bê tông

- Trong cầu đường sắt, bê tông chịu ép dưới hoạt tải, khi chịu tải trọng trùng phục E_C bị giảm đi do tích lũy biến dạng dẻo khi gần tới phá hoại vì mỏi, đó là h.tượng từ biến động $\Rightarrow$ tính theo E'_C
- Hiện tượng từ biến động và từ biến của bê tông thực chất có nhiều điểm giống nhau. Sự phân phối lại ứng suất giữa bê tông và thép tính gián tiếp qua E'_C - đã bao gồm cả sự phân phối lại ứng suất do từ biến dưới tĩnh tải, nên khi tính về mỏi không xét tới hiện tượng từ biến và ép xít mối.

- Chỉ tính ứng suất do từ biến bê tông và ép xít mối nối khi kiểm toán mỏi lấy tỉ số mô đun đàn hồi là n_1 .
- Trong cầu ô tô và thành phố, số lượng lần tác dụng của tải trọng trùng phục thấp hơn nhiều số lần để xác định giới hạn mỏi (2.106) - biến dạng trong bê tông rất nhỏ, không gây ra sự phân phối lại ứng suất trong bê tông và thép $\Rightarrow$ khi tính mỏi vẫn lấy E_C .
- Nếu $\sigma_{\max}$ còn thấp nhiều so với giới hạn mỏi thì dù số lần tác dụng trùng phục đầy đủ, sự phân phối lại ứng suất cũng không diễn ra toàn bộ đến mức dùng

- chỉ dùng để kiểm tra mỗi phần bê tông, còn phần thép sẽ tùy thuộc trị số của ứs bê tông có đạt tới giới hạn mỗi hay không để dùng một trị số trung gian giữa EC và bằng cách tính gián tiếp qua hệ số ĐKL_V m'.

• Các công thức sau kiểm tra về mỗi của dầm liên hợp trong cầu đường sắt :

$$\sigma_{CF} = \frac{M^{II,CR}}{n'W'_{CF,STC}} \leq K'_p R'_{S,B}$$

$$\sigma_{TO} = \frac{M^I}{W_{TO,S}} + \frac{M^{II,CR}}{m'_{TO} W'_{TO,STC}} \leq \gamma_{TO} R_{S,B}$$

$$\sigma_{BO} = \frac{M^I}{W_{BO,S}} + \frac{M^{II,CR}}{m'_{BO} W'_{BO,STC}} \leq \gamma_{BO} R_{S,B}$$

Trong đó: $W'_{CF,STC}, W'_{TO,STC}, W'_{BO,STC}$

được tính với $n' = \frac{E_S}{E'_C}$

m'_{TO}, m'_{BO} : các hệ số ĐKL_V phụ thuộc σ_{CF}

Nếu $\sigma_{CF} = K'_\rho R'_{C,B} : m'_i = 1$

Nếu $\sigma_{CF} < K'_\rho R'_{C,B} : m'_i$ phụ thuộc $\frac{W_{i,STC}}{W'_{i,STC}}$

KP : hệ số điều chỉnh để xét đến ảnh hưởng $\rho > 0,1$: tra bảng theo qui trình (chương V)

: cường độ tính toán chịu nén của bê tông theo độ chịu mỗi khi uốn. Với $\rho \leq 0,1$ tra bảng trong qui trình (chương V)

: các hệ số triết giảm cường độ tính toán khi tính về độ chịu mỗi đối với cánh trên và cánh dưới.

IV.KIỂM TRA VỀ NÚT CỦA TIẾT DIỆN THÉP – BTCT LIÊN HỢP:

- Tính toán với tổ hợp chính và cả tổ hợp phụ các tải trọng
- Các tiết diện cần kiểm tra: các tiết diện có thể xuất hiện ứng suất kéo.
- Nội lực tính theo cùng sơ đồ tính và cùng đah nội lực như khi tính về cường độ. Coi toàn bộ bản bê tông làm việc đàn hồi với EC có kể tới từ biến, ép xít mối nối trong kết cấu siêu tĩnh.

- Nếu trong kết cấu có cốt thép sợi cường độ cao: khi kiểm tra về nứt phải có $\sigma_{CF} < 0$ (nén) khi tính bê tông làm việc đàn hồi với E_C .
- Nếu không có cốt thép sợi cường độ cao : phải kiểm tra điều kiện độ mở rộng đường nứt không được vượt quá giới hạn cho phép:

Với cốt thép trơn
$$a_{cra} = 0,5 \frac{\sigma_a}{E_a} \psi_1 R_r \leq \Delta_{cra}$$

Với cốt thép có gờ
$$a_{cra} = 3,0 \frac{\sigma_a}{E_a} \psi_2 \sqrt{R_r} \leq \Delta_{cra}$$

Trong đó :

σ_a - ứng suất trong hàng cốt thép ngoài cùng, với giả thiết bê tông không tham gia vào tiết diện và không tính từ biến, ép xít mỗi nối (tương tự trường hợp E về cường độ);

Bài 6

CHƯƠNG V

TÍNH TOÁN KẾT CẤU NHỊP LIÊN HỢP DO CO NGÓT BÊ TÔNG VÀ NHIỆT ĐỘ THAY ĐỔI

I. ẢNH HƯỞNG CO NGÓT CỦA BÊ TÔNG:

- Hiện tượng co ngót : là kết quả của các hiện tượng hoá lý và mao dẫn xảy ra trong thành phần cấu trúc dính kết của bê tông.
- Biến dạng tương đối khi co ngót tự do phát triển theo qui luật tắt dần theo thời gian t :

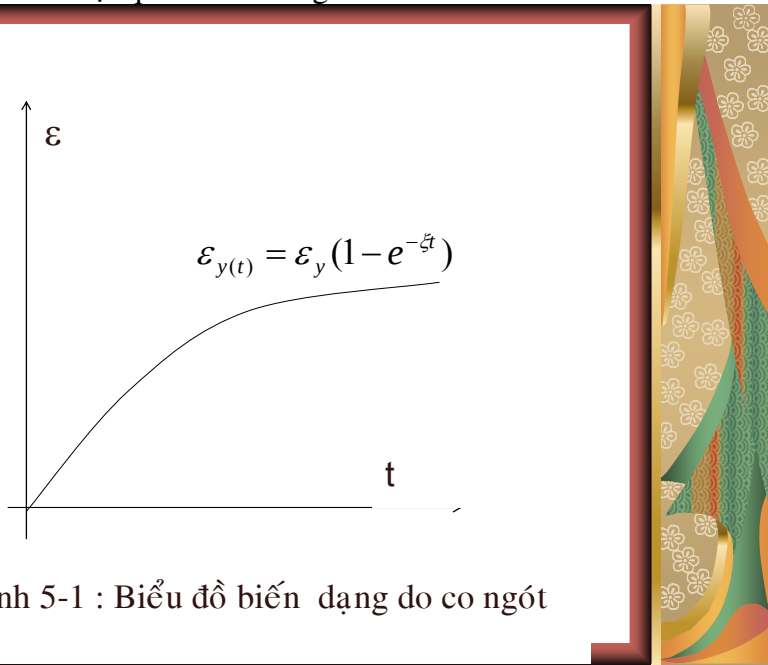
Trong đó:

- hệ số tốc độ phát triển tắt dần của sự co ngót.
- : trị số biến dạng tương đối cuối cùng khi từ biến co ngót tự do.

Khi tính $\epsilon_{sh}(t)$:

- về lý thuyết $t=\infty$, nhưng thực tế ứng với $t=3, 4$ năm.
- Phụ thuộc rất nhiều yếu tố : chế độ ẩm khi bê tông đông cứng, kích thước kết cấu, thành phần BT, loại XM...
- Nhiều thí nghiệm và thực nghiệm đã được tiến hành để xác định ϵ_{sh} .
- Như trong kết cấu BTCT: biến dạng co ngót của bê tông bị phần thép cản trở. Nhưng phần thép này rất cứng và có kích thước ảnh hưởng lớn đến biến dạng co ngót - trong kết cấu xuất hiện ứng suất nội tại do co ngót: bê tông có ứng suất kéo và phần thép tiếp xúc với bê tông có ứng suất nén.
- Thông thường trọng tâm phần thép và phần bê tông không trùng nhau - trong phân tố liên hợp sẽ bị uốn - thớ phần thép phía không tiếp xúc với bê tông sẽ xuất hiện ứng suất kéo.
- Biến dạng co ngót của bê tông trong kết cấu liên hợp nhỏ đi nhiều so với biến dạng khi co ngót tự do. Nhiều thí nghiệm cho thấy có thể coi giả thiết tiết diện phẳng vẫn áp dụng được khi xét biến dạng do co ngót.
- Thực tế dưới tác dụng lâu dài của ứng suất do co ngót không tự do - trong bê tông cũng xuất hiện từ biến, và từ biến này lại làm giảm ứng suất do co ngót. Hai hiện tượng co ngót và từ biến có tác dụng ảnh hưởng

lẫn nhau rất phức tạp trong quá trình diễn biến theo thời gian, do tính chất có những chỗ tương tự $\Rightarrow$ hợp thành một quá trình thống nhất.



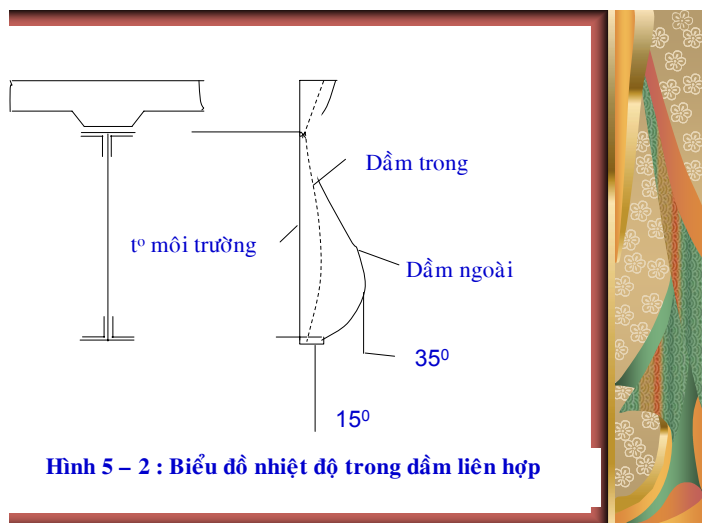
Hình 5-1 : Biểu đồ biến dạng do co ngót

Phân tích ảnh hưởng của từ biến tới ứng suất do co ngót :

- Ứng suất do tĩnh tải ban đầu có trị số cực đại $\Rightarrow$ giảm dần (do từ biến)
- Ứng suất do co ngót lúc đầu bằng 0, sau tăng dần và đạt tới một trị số nhất định.
- Giai đoạn đầu khi biến dạng từ biến có thể phát triển mạnh thì ứng suất do co ngót lại gần bằng 0 - từ biến sẽ hầu như không xuất hiện. $\Rightarrow$ ảnh hưởng toàn bộ của từ biến tới ứng suất do co ngót trong cả quá trình phải nhỏ hơn ảnh hưởng của từ biến tới ứng suất do tải trọng cố định.
- Khi tính toán về co ngót có xét tới từ biến thì Esh phải gần với EC hơn là Eeff.
- Trong phương pháp tính đơn giản lấy Esh = 0,5EC để tính co ngót của bê tông đồng thời có xét từ biến. Khi tính với tải trọng cố định có xét tới từ biến lấy Eeff=0,4EC
- Dùng Esh sẽ hạn chế được việc phải xét tới từ biến khi tính co ngót. Trong kết cấu liên hợp thép – bê tông luôn phải theo giả thiết BT chịu đàn hồi và xét tới từ biến. Trị số tra bảng trong qui trình.

II. ẢNH HƯỞNG CỦA NHIỆT ĐỘ THAY ĐỔI :

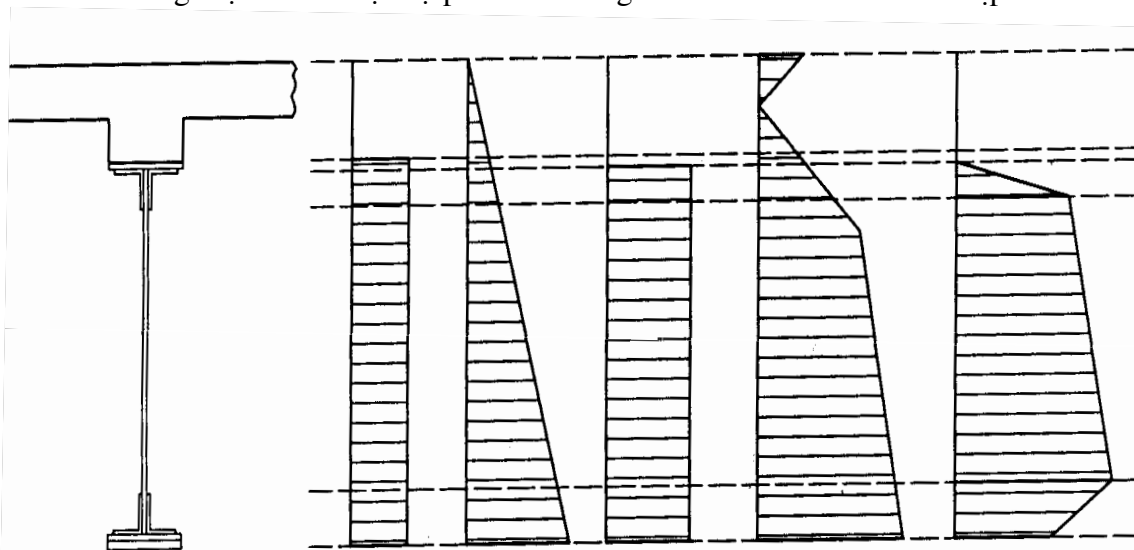
- Hệ số dẫn nhiệt của bê tông và thép chênh nhau khá lớn: khoảng 50 lần
- Khi nhiệt độ môi trường thay đổi thép hấp thu và tản nhiệt nhanh hơn.
- Giữa dầm thép và bê tông sẽ có sự chênh lệch nhiệt độ, biến dạng khác nhau - phát sinh ứng suất do nhiệt khá lớn, đặc biệt trường hợp bộ phận thép có bề dày nhỏ (như sườn dầm) bị mặt trời trực tiếp rọi vào.



Hình 5 – 2 : Biểu đồ nhiệt độ trong dầm liên hợp

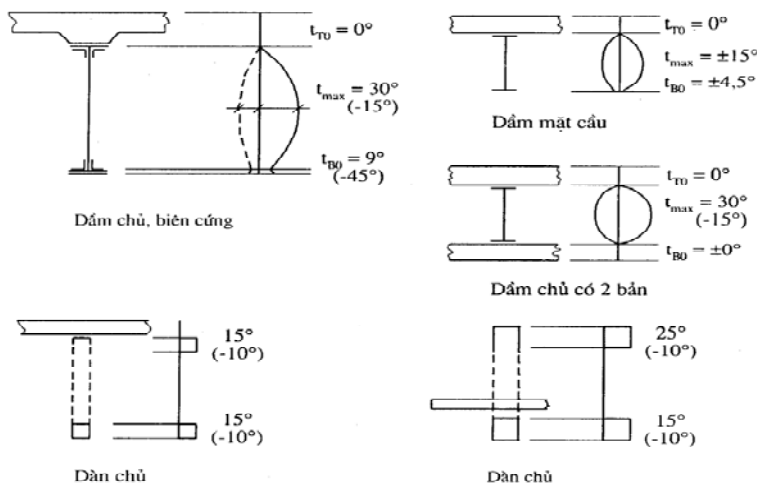
Qua nhiều kết quả quan sát và đo đạc cho thấy :

- Không có sự chênh lệch đột ngột về nhiệt độ giữa hai mặt tiếp giáp thép và bê tông.
- Nhiệt độ cao nhất nằm trong phạm vi sườn dầm khoảng giữa chiều cao.
- Phần biên dưới to nhỏ hơn nhiều so với sườn.
- Cả dầm bị chiếu nắng và dầm không bị chiếu đều có biểu đồ nhiệt độ tương tự theo cùng một qui luật.
- Dầm ngoài chênh lệch nhiều hơn so với dầm trong.
- Trong một dầm nhiệt độ phân bố tương đối đều theo chiều dài nhịp.



Hình 5-3. Các biểu đồ để tính toán thay đổi nhiệt độ

Trong những năm gần đây các biểu đồ thay đổi nhiệt độ được tính như trên hình 5 - 4

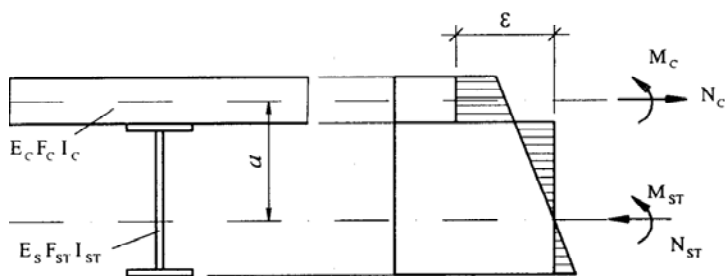


Hình 5-4. Các biểu đồ nhiệt độ để tính các kết cấu khác nhau

III. XÁC ĐỊNH NỘI LỰC VÀ ỨNG SUẤT DO CO NGÓT CỦA BÊ TÔNG VÀ NHIỆT ĐỘ THAY ĐỔI :

- Co ngót của bê tông gây ra ứng suất phụ trong dầm liên hợp,
- Hiện tượng co ngót hoàn toàn giống trường hợp nhiệt độ của bản BTCT mặt cầu bị giảm thấp so với nhiệt độ dầm thép.
- Vì vậy tính toán ứng suất phụ do co ngót trong dầm liên hợp tiến hành như khi tính với nhiệt độ thay đổi.

3.1. Xác định nội lực và ứng suất khi giả thiết biểu đồ nhiệt độ phân bố đều:



Hình 5 - 5 : Ứng suất và biến dạng trong dầm do co ngót và do nhiệt độ thay đổi

▪ Mục đích: xác định M_C , M_{ST} , $N_C=N_{ST}=N$

▪ Điều kiện: theo các điều kiện sau

➤ Cân bằng nội lực và mô men:

$$M_{ST} + M_C = N \cdot a$$

➤ Dầm và bản có cùng độ cong:

$$\frac{M_{ST}}{E_S I_{ST}} = \frac{M_C}{E_C I_C}$$

➤ Theo điều kiện tiết diện phẳng: biến dạng phần thép ở mức trọng tâm bê tông sẽ bằng biến dạng tự do trừ đi biến dạng do nội lực:

$$\frac{N_{ST}}{E_S F_{ST}} + \frac{M_{ST}}{E_S I_{ST}} \cdot a = \varepsilon - \frac{N_C}{E_C F_C}$$

Từ hệ thống 3 phương trình trên ta giải được:

$$N = A(E_C F_C + E_S F_{ST})\varepsilon$$

$$M_C = AaE_C I_C \varepsilon$$

$$M_{ST} = AaE_S I_{ST} \varepsilon$$

PHẦN II CẦU DẦM THÉP TIẾT DIỆN HỘP

Chương I:

VÀI NÉT VỀ CẦU DẦM THÉP TIẾT DIỆN HỘP

I - Khái niệm:

Cầu dầm hộp với vật liệu thép hợp kim cường độ cao hiện nay được sử dụng khá phổ biến và có nhiều ưu điểm.

Cầu dầm hộp có độ cứng, nhất là độ cứng chống xoắn cao.

Với kỹ thuật hàn phát triển cho phép vượt được những nhịp rất lớn (200-3000m)

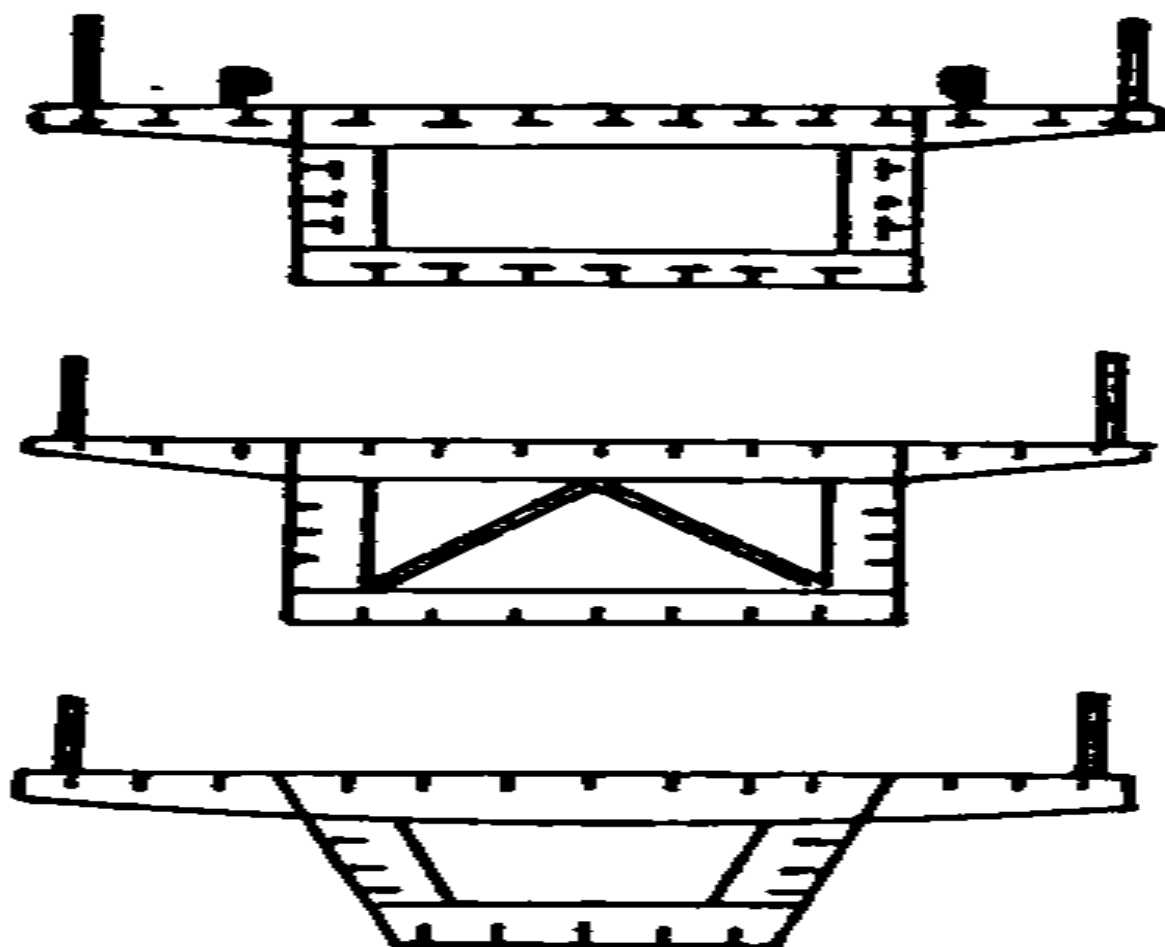
Đặc điểm:

- Sử dụng thép rất hợp lý. Hệ số xây dựng đạt tới trị số rất thấp: hầu như tất cả các bộ phận thép kết cấu nhịp đều tham gia trực tiếp làm việc trong trạng thái ứng suất.
- Biên trên dầm hộp đồng thời làm bản mặt cầu trực giao và làm thay hệ liên kết dọc trên. Tấm đáy hộp làm nhiệm vụ hệ liên kết dọc dưới.
- Cho phép phát triển tiết diện để đạt được mô men quán tính lớn- giảm đáng kể chiều cao.
- Đối với dầm I: cánh bản biên rộng tối đa là 15 hb. Với dầm hộp kiểu bản trực giao thì bề dày bản thép 12mm có bề rộng tới 3,0m.
- Trong dầm liên tục có điều chỉnh ứng suất: chiều cao dầm có thể giảm tới 1/60 hoặc hơn.
- Dầm tiết diện hộp có cấu tạo đơn giản, thuận lợi cho việc chế tạo, thi công và bảo quản trong quá trình khai thác, đặc biệt có thể sử dụng có hiệu quả liên kết hàn và máy hàn tự động.
- Cấu tạo đơn giản, thuận tiện cho việc chế tạo, thi công hay bảo quản trong quá trình khai thác.
- Trong điều kiện khí hậu nóng ẩm, dễ bị ăn mòn bởi hơi nước mặn như nước ta, dầm tiết diện hộp cho phép dễ dàng chống rỉ hơn các loại kết cấu khác.
- Chỉ tiêu sử dụng thép đối với cầu dầm hộp khoảng 350-520 kg/m² tùy theo chiều dài trung bình của nhịp (trường hợp dầm liên tục).

II. Đặc điểm tiết diện và kích thước cơ bản cầu dầm hộp:

Tùy thuộc chiều dài nhịp, bề rộng cầu mà tiết diện ngang được cấu tạo theo 1 số dạng :

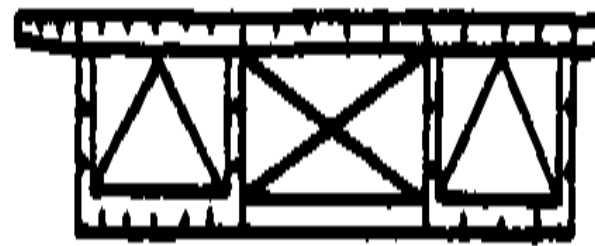
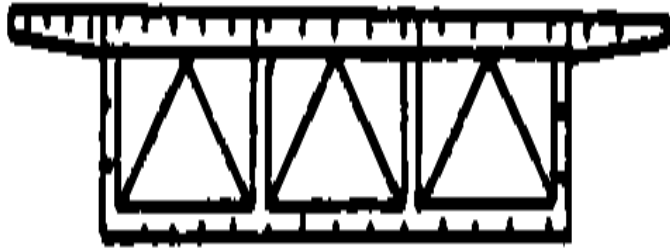
- **Tiết diện hộp có 1 ngăn:**
 - Khi bề rộng phần xe chạy không lớn lắm. Dầm có 2 sườn đứng, tấm đáy và tấm bản mặt cầu đều dùng loại tấm trực giao.
 - Các sườn ứng và tấm đáy đều có bố trí sườn tăng cường.



Hình 1-1 : Tiết diện hộp có 1 ngăn

- Các vách ngang hoặc hệ giằng để tạo độ cứng cho tiết diện.
- **Tiết diện hộp có nhiều ngăn** : hoặc cầu có nhiều hộp - khi bề rộng phần xe chạy lớn.
- Tỷ lệ giữa chiều cao dầm hộp và chiều dài nhịp thường trong khoảng:

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{30} - \frac{1}{35}$$



Hình 1-2 : Tiết diện hộp có nhiều ngăn hoặc nhiều hộp

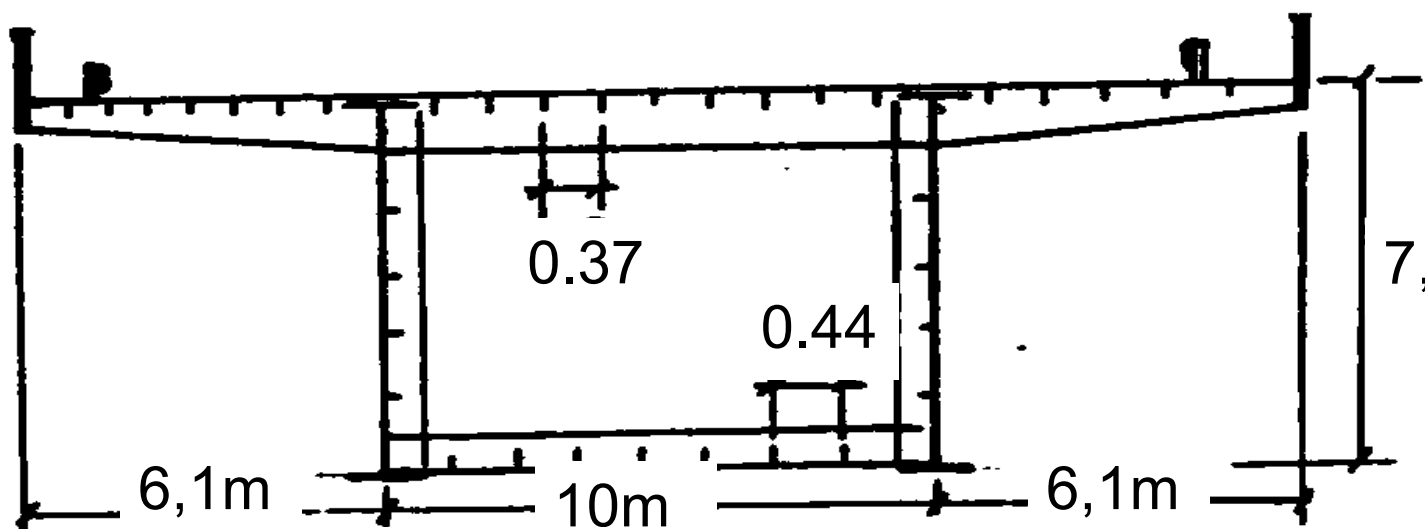
III. Một số cầu hộp đã được xây dựng

1. Cầu Châu Âu ở Áo trên xa lộ Muynkhen – Roma được xây dựng năm 1963 dài 657m. Sơ đồ 81+108+198+108+2x81.

- Bề rộng phần xe chạy 8,3m cho 1 chiều và 10,6m chiều ngược lại. (cầu nằm trên đường cong $R=700m$).
- Khoảng cách giữa 2 mép lan can: 22,2m

Tiết diện ngang nhịp 198m:

- Chiều cao dầm không đổi : $h=7,7m$
- Thành đứng hộp: cách nhau 10,0m, dày 12-15mm (bằng $1/642 - 1/514$ chiều cao)
- Sườn tăng cường đứng: cách nhau 3m, sườn tăng cường ngang khoảng cách 0,5 – 1,5m.

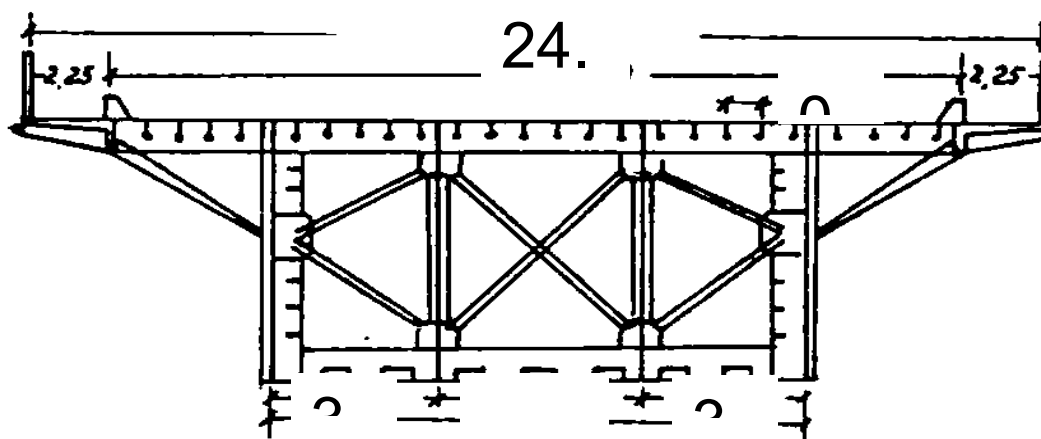


Hình 1 -3 : Tiết diện ngang cầu Châu

- Tấm đáy hộp: dày 10-30mm ($1/1000 \div 1/333$ bề rộng) được tăng cường bằng các sườn dọc khoảng cách 440mm. Dầm ngang cách 3m.
- Tấm mặt cầu kiểu bản trực giao dày 10-18mm, các sườn đứng cách khoảng 370mm. Kê lên các dầm ngang k/cách 1,5m. Các dầm ngang có phần hẫng 6,1m để đỡ phần xe chạy mở rộng và lề bộ hành.
- Lớp mặt đường: bê tông nhựa mattic 5cm được liên kết với tấm mặt cầu bằng các sườn cao 25mm hình dích dắc.
- Hộp ck 3m có 1 khung ngang từ các dầm ngang liên kết vào mặt cầu, tấm đáy và các STC đứng của thành hộp. Cứ 9m có đặt thêm các thanh liên kết để đảm bảo độ cứng hộp.
- Chỉ tiêu sử dụng thép: 350kg/m²
- Các khối được chế tạo sẵn trong nhà máy cao 4m, vận chuyển tới công trường rồi lắp ghép thành khối lớn hơn.
- Các khối dầm chủ: lắp thành đoạn 9m, trọng lượng 20T, thi công lắp hẫng cân bằng. Khối lượng toàn bộ: 5000T, lắp ráp xong trong 1 năm.
- Khi lắp nhịp 198m độ võng phần hẫng giữa nhịp tới 1,4m.

2. Cầu trên sông Ranh nối Maixe-Vaizen và Gutstapbur.

- Đây là 1 trong 22 P/A: 3P/A cầu BTCTĐƯL, 19P/a thép. Sơ đồ cầu 3 nhịp liên tục: 43,7 + 203,94 + 131,74.
- Bề rộng đường xe chạy 20,0m lề bộ hành 2x2,25. Khoảng cách giữa các lan can: 24,5m.
- Dầm có biên dưới lượn theo đường Parabol với đường tên 1m. $h_{min} = 6,81m$ ($1/30$ nhịp), $H_{gối} = 7,17$ và 7,77m.
- Tiết diện ngang là hộp chữ nhật, khoảng cách 2 thành đứng 11,7m. Phần hẫng của mỗi bên 6,4m.



Hình 1.1. Mặt cắt ngang cầu

- Bề dày thành đứng 10mm - có các STC đứng và STC ngang. Tấm mặt cầu kiểu bản trực giao dày 12mm có các sườn đứng đầu tròn – $a = 300\text{mm}$, các sườn đặt theo phương ngang cầu $a = 0,9 \div 1,54\text{m}$ tùy TTÚS bản mặt cầu do tham gia chịu lực với dầm chủ.
- Trong hộp có 2 dàn dọc đặt cách thành hộp 3,6m - có tác dụng làm giảm chiều dài nhịp của bản trực giao và bản đáy. Còn có tác dụng rất tốt cho thi công.
- Các liên kết ngang giữa các dàn nâng và thành hộp đặt cách nhau 9,27m làm tăng độ cứng chống xoắn của hộp lên rất nhiều.
- Lớp mặt cầu gồm lớp mactich 8mm rồi phủ một lớp BTN 50mm.
- KCN được chế tạo sẵn các bộ phận chi tiết dài 12m, chở bằng đường thủy tới vị trí- lắp ráp ở công trường thành các khối rộng 3,6m có đủ các bộ phận: thành hộp, dàn dọc, tấm đáy, tấm mặt cầu trực giao và liên kết ngang - dài 70m, trọng lượng ~200T được cẩu lên vị trí và lắp ráp.

Chương II

TÍNH TOÁN CẦU DẦM TIẾT DIỆN HỘP

I. Khái niệm:

Dầm tiết diện hộp thuộc loại thanh thành mỏng kín.

Lý thuyết tính thanh thành mỏng được Timosenko đưa ra đầu tiên,

Sau đó B.Z.Vlaxop, A.A. Umanxki nghiên cứu và hoàn chỉnh cả về lý thuyết về độ bền, ổn định và dao động của thanh thành mỏng hở.

A.A.Umanxki nghiên cứu lý thuyết về thanh thành mỏng kín và giải quyết vấn đề tính toán kết cấu cầu dầm hộp.

Các giả thuyết:

Thanh có bề dày thành khá nhỏ- cho phép coi ứng suất phân bố đều theo chiều dày.

Dọc theo thành mỏng của tiết diện, trạng thái ứng suất là một trục (dọc theo các trục x và y của tiết diện ứng suất = 0) và các thớ của thanh không đè lên nhau.

Chu vi tiết diện không bị biến dạng, nghĩa là các thành mỏng vẫn thẳng và góc tạo thành giữa chúng vẫn giữ nguyên.

Bỏ qua các ảnh hưởng cục bộ như tiết diện thay đổi đột ngột, mối nối, mối liên kết...

Vật liệu kết cấu làm việc hoàn toàn trong giai đoạn đàn hồi và sự ổn định cục bộ được đảm bảo nhờ các biện pháp cấu tạo.

Từ hai giả thiết đầu - có thể xem tiết diện là đường trung gian bề dày các thanh mỏng.

Giả thiết thứ 3 có thể chấp nhận được khi cấu tạo hệ liên kết ngang đủ cứng và bố trí không quá thưa theo chiều dài nhịp.

II. Tính dầm tiết diện hộp chịu uốn trong mặt phẳng chính:

Giả sử có dầm hộp chịu tải trọng trong mặt phẳng trục y

Ứng suất pháp:

$$\sigma_x = \frac{M_x}{I_x} \cdot y$$

Khi xác định I_x ta bỏ qua mô men quán tính của các tấm ngang đối với trục của nó.

Ứng suất tiếp trong sườn hộp xác theo công thức

$$\tau = \frac{Q_y}{2I_x} \cdot \frac{S_x}{\delta_c}$$

S_x : mô men tĩnh của nửa phần tiết diện hộp nằm trên (hoặc dưới) trục x.

δ_c : bề dày sườn hộp.

Trong trường hợp tiết diện không đối xứng với trục y hoặc dầm tiết diện hộp có nhiều ngăn thì việc xác định ứng suất phức tạp hơn.

Trường hợp này dưới tác dụng của lực cắt Q_y , luồng ứng suất tiếp toàn phần t ở sườn hộp gồm 2 phần:

$$t = t_0 + t_1 \quad (1)$$

Trong đó :

$$t_0 = \frac{Q_y S_x^o}{I_x}$$

là luồng ứng suất của tiết diện hộp hệ cơ bản không khép kín và tính định bằng cách cắt một đường tiết diện hộp kín (Hình 2-2).

t_1 : luồng ứng suất do thực tế tiết diện hộp khép kín.

: mô men tĩnh phần t/d xét của t/d hộp không khép kín (hệ cơ bản)

Do điều kiện chập hai mép tại đường cắt nên không có sự trượt tương đối giữa chúng ,điều kiện:

$$\oint \frac{t}{\delta G} ds = 0 \quad (2)$$

Trong đó : G - mô đun trượt của vật liệu
 δ - bề dày thành mỏng tiết diện

Tích phân trên lấy với toàn bộ đường chu vi tiết diện và gọi là phương trình hộp kín.

Tích phân trên lấy với toàn bộ đường chu vi tiết diện và gọi là phương trình hộp kín.

Thay (1) vào (2) và xét tới biểu thức của t_0 ta có :

$$t_1 = -\frac{Q_y}{I_x} \frac{\oint S_x^0 \frac{ds}{\delta}}{\oint \frac{ds}{\delta}}$$

Ký hiệu : $\bar{s} = \oint \frac{ds}{\delta}$ và gọi là chu vi tính đối, khi đó:

$$t_1 = -\frac{Q_y}{I_x} \frac{\oint S_x^0 d\bar{s}}{\bar{s}} \quad (3)$$

Trong đó :

$\oint S_x^0 d\bar{s}$ - diện tích tính đối của biểu đồ mô men tĩnh của tiết diện cơ bản lấy đối với trục x.

Tiết diện dầm hộp gồm những thành mỏng và

$$\int S_x^0 ds = T_x^0 \text{ là diện tích biểu đồ mô men tĩnh}$$

của từng thành mỏng.

Do đó (3) có thể viết :

$$t_1 = -\frac{Q_y}{I_x} \sum \frac{T_x^0}{\delta}$$

Có thể chọn đường cắt sao cho $t_1=0 \Rightarrow$ tính ứng suất tiếp sẽ đơn giản hơn ,chỉ còn xác định t_0 tương ứng cho tiết diện cơ bản.

Vị trí cắt đó là tại trục đối xứng oy của tiết diện đối xứng với trục y khi tính với lực cắt Q_y . Tương tự như vậy tại trục đối xứng là ox của t/d đối xứng trục x khi tính tới lực cắt Q_x .

Trường hợp dầm hộp có nhiều ngăn phải có nhiều điểm cắt.

Hộp có 3 ngăn thì hệ cơ bản phải có 3 điểm cắt.

- Tính ứng suất tiếp sẽ phải xuất phát từ việc giải hệ phương trình xây dựng từ điều kiện chập hai mép ở các điểm cắt, hay gọi là hệ phương trình hộp kín.
- Trường hợp tổng quát, hệ phương trình hộp kín nhiều ngăn có dạng:

$$\begin{aligned}
& \bar{S}_1 q_1 - \bar{S}_{1,2} q_2 + \oint S_x^0 d\bar{s} = 0; \\
& -\bar{S}_{1,2} q_1 + \bar{S}_2 q_2 - \bar{S}_{2,3} q_3 + \oint S_x^0 d\bar{s} = 0; \\
& -\bar{S}_{2,3} q_2 + \bar{S}_3 q_3 - \bar{S}_{3,4} q_4 + \oint S_x^0 d\bar{s} = 0; \\
& \dots\dots \\
& -\bar{S}_{n-1,n} q_{n-1} + \bar{S}_n q_n - \bar{S}_{n,n+1} q_{n+1} + \oint S_x^0 d\bar{s} = 0; \\
& -\bar{S}_{n,n+1} q_n + \bar{S}_{n+1} q_{n+1} + \oint S_x^0 d\bar{s} = 0;
\end{aligned}$$

➤

➤ Trong đó:

$\bar{S}_i$ - chu vi tính đối của ngăn thứ i tiết diện hộp;
 $\bar{S}_{i-1,i}$ và $\bar{S}_{i,i+1}$ - chiều dài tính đối (ở đây là chiều cao) sườn đứng giữa ngăn i-1 và i, ngăn i và i+1;

q_i, q_{i-1} và q_{i+1} - luồng ứng suất tiếp đơn vị (khi $\frac{Q_y}{I_x} = 1$) phát sinh tại chỗ cắt ngăn i, i-1 và i+1 của tiết diện hộp.

➤ Dấu tích phân ($\oint$) là lấy theo đường chu vi từng ngăn tương ứng.

➤ Sau khi giải được các giá trị q_i sẽ xác định mô men tĩnh S_x cho các điểm của t/diện theo các công thức:

□ Đối với điểm nằm trên các sườn đứng bên ngoài và tấm trên hay tấm dưới của t/diện hộp:

$$S_x = S_x^0 + q_i \quad (5)$$

□ Đ/v điểm nằm trên các sườn giữa hai ngăn i và i-1:

$$S_x = S_x^0 \pm (q_i - q_{i-1}) \quad (6)$$

Dấu + lấy với sườn nằm phía trái tâm uốn t/diện

Dấu - lấy với sườn nằm phía phải tâm uốn t/diện.

➤ Ứng suất tiếp khi đó xác định theo công thức :

$$\tau = \frac{Q_y S_x}{I_x \delta}$$

➤ Các công thức trên xét trong trường hợp không có hiện tượng xoắn, trong t/hợp chung - khi tải trọng xác định hướng qua tâm uốn.

➤ v Vị trí tâm uốn không đối xứng cả với trục x và y xác định trên cơ sở phân tích sau: Xét phân tố tiết diện ds, khi chịu lực cắt $Q_y = I_x$ thì luồng ứng suất tiếp sẽ là $T_x = S_x ds$

➤ Điều kiện để không xoắn là khi Q_y tác dụng quá tâm uốn cách trọng tâm o một đoạn a_x - cân bằng các mô men của các lực tác dụng được viết dưới dạng phương trình :

$$\sum M_0 = I_x a_x - \oint S_x r ds = 0$$

Suy ra:
$$a_x = - \frac{\oint S_x r ds}{I_x} \quad (7)$$

Tương tự ta cũng có:

$$a_y = - \frac{\oint S_y r ds}{I_y} \quad (8)$$

Với tiết diện hợp gồm những thành mỏng thẳng:

$$a_x = \frac{\sum T_x r_x}{I_x} \quad (9)$$

$$a_y = \frac{\sum T_y r_y}{I_y} \quad (10)$$

Từ (5) và (6) ta có:

$$T_x = T_x^0 + sq_i \quad (11)$$

và:

$$T_x = T_x^0 + (q_i - q_{i-1})s \quad (12)$$

Ta xác định T_y theo các công thức tương tự.

➤ **Chú ý:** khi t/diện có một trục đ/xứng thì tâm uốn sẽ nằm trên trục đó, nếu t/diện có 2 trục đ/xứng thì tâm uốn sẽ trùng với trọng tâm tiết diện.

(Xem ví dụ trong giáo trình)

III. Tính dầm tiết diện hộp chịu xoắn

Có 2 dạng :

- Xoắn tự do
- Xoắn kiểm chế

■ Xoắn tự do :

- Không gây ra ứng suất pháp trong t/diện
- Dầm chịu mô men xoắn phân bố đều trên suốt chiều dài.
- Điều kiện liên kết đầu cho phép t/diện có thể chuyển vị tự do.

Dầm có t/diện ống và hộp vuông, bề dày các thành mỏng không đổi: không thỏa ĐK trên vẫn có xoắn tự do.

■ Xoắn kiểm chế :

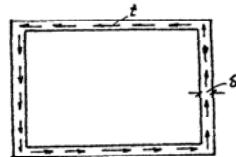
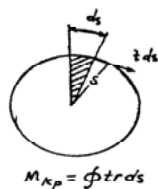
- Có xuất hiện ứng suất pháp trên t/diện
- Các điểm chuyển vị dọc trục dầm gây hiện tượng vênh.
- Luật t/diện phẳng không đảm bảo.

3.1. XOẮN TỰ DO :

■ Dầm một ngăn

chịu xoắn tự do :

Luồng ứng suất tiếp t không đổi trên mọi điểm trên đường chu vi tiết diện.



Hình 3-1 Đề tính ứng suất trong tiết diện bị xoắn tự do.

Xác định theo biểu thức :

$$t = \frac{M_{kp}}{\oint r ds} = \frac{M_{kp}}{\Omega} \quad (13)$$

Trong đó :

M_{kp} : mô men xoắn tác dụng

r – bán kính cực tới phân tố ds của đường chu vi t/diện lấy với một điểm bất kỳ

Ω - hai lần diện tích nằm trong phạm vi đường chu vi tiết diện

Như vậy ứng suất tiếp:

$$\tau = \frac{t}{\delta} = \frac{M_{kp}}{\Omega \delta} \quad (14)$$

Góc xoắn φ đối với tiết diện hộp chịu xoắn tự do xác định từ phương trình vi phân :

$$\varphi' = \frac{M_{kp}}{GI_d} \quad (15)$$

Với I_d là mô men quán tính giả ước chống xoắn tự do, xác định theo công thức:

Trong đó:
$$I_d = \frac{\Omega^2}{\overline{S_0}} \quad (16)$$

$\overline{S_0}$ - Chu vi tính đối của tiết diện

Như phần trên, với mỗi thành mỏng thì $\overline{S_x}$ là lực tiếp tuyến đơn vị trong thành mỏng đó T_x^0 khi $Q_y = I_x$

Điều kiện kiểm tra các phép tính: $Q_y = \sum T_x^0$

Để xác định S_x cần xác định q_i từ phương trình hộp kín. Chú ý:

$$\sum \frac{1}{\delta} \int S_x^0 ds = \sum \frac{T_x^0}{\delta}$$

Ta có các phương trình hộp kín:

$$\begin{aligned} \bar{s}_1 q_1 - \bar{s}_{1,2} q_2 &= - \sum_1 \frac{T_x^0}{\delta}; \\ -\bar{s}_{1,2} q_1 + \bar{s}_2 q_2 - \bar{s}_{2,3} q_3 &= - \sum_2 \frac{T_x^0}{\delta}; \\ -\bar{s}_{2,3} q_2 + \bar{s}_3 q_3 &= - \sum_3 \frac{T_x^0}{\delta}; \end{aligned}$$

Từ (15) và (16) ta viết lại (13):

$$s_0 t = \Omega \varphi \quad (17)$$

Tiết diện thành mỏng độ vênh w có liên hệ với góc xoắn φ bởi biểu thức:

$$w = -\varphi \bar{\omega} = -\frac{M_{kp}}{GI_d} \bar{\omega} \quad (18)$$

Để xác định w ban đầu phải xác định tọa độ quạt ω cho chính điểm đó của t/d:

$$\omega = \int r ds \quad (19)$$

R- khoảng cách từ cực được chọn đến phân tố ds của t/d. Tích phân này lấy cho toàn t/d nằm phía ngược chiều kim đồng hồ với điểm gốc cho tới điểm được xét. Nét t/d gồm các thành mỏng thẳng:

$$\omega = \sum rs \quad (20)$$

Bán kính tính đối p:

$$p = \frac{\Omega}{s_0} \quad (21)$$

Sau đó tính tọa độ quạt tổng quát: $\bar{s}$

$$\omega = \omega - sp = \omega - \Omega \frac{\bar{s}}{s_0} \quad (22)$$

Trong đó: $\bar{s}$ là chiều dài tính đối của các phần t/d nằm giữa điểm gốc và điểm được xét của t/d.

Từ (18) ta thấy $\bar{\omega}$ - chính là độ vênh đơn vị của điểm được xét, nghĩa là khi $M_{kp} = GI_d$. Tiết diện xoắn tự do nên tại điểm bất kỳ độ vênh bằng 0, ta có:

$$\bar{\omega} = \omega - \Omega \frac{\bar{s}}{s_0} = 0$$

Suy ra:

$$\frac{\omega}{s} = \frac{\Omega}{s_0} = const$$

Vì ω, s_0 là các đại lượng cố định.

Với tiết diện hộp nhiều ngăn thì biểu thức phương trình vi phân (15) vẫn đúng, chỉ có mô men giả ước chống xoắn được xác định:

$$I_d = \sum p_i \Omega_i \quad (23)$$

Với Ω_i - hai lần diện tích của ngăn thứ i

p_i - luồng xoắn đơn vị của ngăn thứ i

- Cách xác định p_i :

Trong hộp nhiều ngăn, các luồng ứng suất tiếp t không đổi ở các thành mỏng mỗi ngăn, ở các thành mỏng chung: bằng hiệu số các luồng ứng suất thuộc các ngăn đó.

Các phương trình ngăn hộp kín có thể viết:

$$-s_{i,i-1}t_{i-1} + s_i t_i - s_{i,i+1}t_{i+1} = G\varphi\Omega_i$$

Phương trình này có thể suy từ (13) ,(15) và (16) trong trường hợp hộp 1 ngăn:

$$t = \frac{M_{kp}}{\Omega} = \frac{G\varphi I_d}{\Omega} = \frac{G\varphi\Omega}{s_0}$$

Và:

$$-\bar{s}_{i,i-1} \frac{t_{i-1}}{\varphi'G} + \bar{s}_i \frac{t_i}{\varphi'G} - \bar{s}_{i,i+1} \frac{t_{i+1}}{\varphi'G} = \Omega_i$$

Ký hiệu:

$$\frac{t_{i-1}}{\varphi'G} = p_{i-1}; \frac{t_i}{\varphi'G} = p_i; \frac{t_{i+1}}{\varphi'G} = p_{i+1}$$

Ta được:

$$-\bar{s}_{i,i-1} p_{i-1} + \bar{s}_i p_i - \bar{s}_{i,i+1} p_{i+1} = \Omega_i \quad (24)$$

Đại lượng p thực tế là trị số ứng suất tiếp khi $\varphi'G=1$, nên được gọi là luồng xoắn đơn vị. Hộp có bao nhiêu ngăn sẽ có bấy nhiêu phương trình (24).

Sau khi giải hệ phương trình và xác định được các p_i , ta có:

$$t_i = p_i \varphi'G = \frac{M_{kp} p_i}{I_d} \quad (25)$$

Và

$$\tau_1 = \frac{M_{kp} p_i}{I_d \cdot \delta} \quad (26)$$

Với tiết diện hộp vẫn có biểu thức của độ vênh:

$$w = -\frac{M_{kp}}{GI_d} \bar{\omega}$$

Có I_d xác định theo công thức (23) và:

$$\bar{\omega} = \omega - \int_0^s p ds$$

Ở đây $\bar{\omega}$ cũng là độ vênh đơn vị ứng với $\varphi' = 1$.

Góc xoắn φ có thể xác định từ phương trình vi phân (15).

Tùy thuộc vào giá trị ngoại lực tác dụng mà xác định được mô men xoắn và góc xoắn.

Xem ví dụ trang 85 của giáo trình.

3.2. XOẮN KIỂM CHẾ

Trong xoắn kiểm chế, sự vênh của t/d có liên quan không chỉ với góc xoắn mà còn với các yếu tố khác: tải trọng, đặc điểm liên kết của gối.

Nếu trục xoắn đâm đi qua tâm xoắn của t/d: xoắn kiểm chế không kèm theo uốn – không xảy ra trong nhịp cầu dầm hộp.

Vị trí tâm xoắn xác định theo công thức:

$$a_x = \frac{\oint \bar{\omega}_1 y dF}{I_x} \quad (27)$$

Và

$$a_y = \frac{\oint \bar{\omega}_1 x dF}{I_y} \quad (28)$$

Trong đó $\bar{\omega}_1$ là toạ độ quạt tổng quát lấy đối với trọng tâm t/d

I_x, I_y – mô men quán tính của t/d với hai trục x và y

dF – phần tố diện tích của t/d

Trong lý thuyết về xoắn, có thể giả thiết tâm xoắn và tâm uốn là một. Khi dầm hộp chịu uốn xoắn kiểm chế – ứng suất pháp gồm hai phần: do uốn và do xoắn:

$$\sigma = \sigma_u + \sigma_{kp}$$

Ứng suất pháp do xoắn:

$$\sigma_{kp} = \frac{B\bar{\omega}}{I\bar{\omega}} \quad (29)$$

Trong đó:

$B\bar{\omega}$ - bimomen uốn xoắn

$I\bar{\omega}$ - momen quán tính chính quạt của t/d, xác định theo công thức:

$$I\bar{\omega} = \oint \bar{\omega}^2 dF \quad (30)$$

$$B\bar{\omega} = -\frac{EI\bar{\omega}}{\mu} \left(\varphi' - \frac{m_z}{GI_c} \right) \quad (31)$$

Với I_c là momen quán tính cực

$$I_c = \oint r^2 dF \quad (32)$$

Trong đó: $\mu = \frac{I_d}{I_c}$ - hệ số vênh của tiết diện

φ - góc xoắn của tiết diện

m_z - momen xoắn phân bố;

Nếu gọi hàm $\beta_{(z)}$ xác định độ biến dạng vênh trong xoắn kiểm chế và có dạng:

$$\beta_{(z)} = (y' - \frac{M_z}{GI_c}) \frac{1}{\mu} \quad (33)$$

Thì:
$$B\bar{\omega} = -EI\omega\beta \quad (34)$$

Ứng suất tiếp toàn phần trong tiết diện dầm hộp chịu uốn và xoắn kiểm chế bao gồm ứng suất tiếp do lực cắt Q, do xoắn tự do và do momen uốn xoắn M_ω

$$\tau = \tau_Q + \tau_{kp} + \tau_\omega$$

Khi tính τ_{kp} và τ_ω cần chú ý rằng tại các chỗ cắt các ngăn hộp kín thì luồng ứng suất bao gồm một luồng p do xoắn tự do và một luồng $\bar{p}$ do xoắn kiểm chế.

Các giá trị của p và $\bar{p}$ xác định từ các phương trình hộp kín:

$$\begin{aligned} -\bar{s}_{i,i-1} p_{i-1} + \bar{s}_i p_i - \bar{s}_{i,i+1} p_{i+1} &= \Omega_i \\ -\bar{s}_{i,i-1} \bar{p}_{i-1} + \bar{s}_i \bar{p}_i - \bar{s}_{i,i+1} \bar{p}_{i+1} &= \Phi_i S_\omega d \bar{s} \end{aligned} \quad (35)$$

Với τ_Q và τ_{kp} xác định theo các công thức ở phần trên, còn τ_ω xác định theo công thức:

$$\tau_\omega = \frac{M_\omega \bar{S}_\omega}{I_\omega \cdot \delta} \quad (36)$$

Trong đó:

$\bar{S}_\omega$ momen tĩnh chính quạt của tiết diện:

$$\bar{S}_\omega = p - S_\omega$$

Bimomen B_{ω} và momen uốn xoắn M_{ω} được xác định từ pt vi phân xoắn kiểm chế:

$$\varphi^{IV} - k^2 \varphi'' = -\frac{\mu m_z}{EI_{\omega}} + \frac{m_z''}{GI_c} \quad (39)$$

k – đặc trưng uốn xoắn của dầm hộp (thanh thành mỏng) xác định theo:

$$k = \sqrt{\frac{\mu \cdot GI_c}{EI_{\omega}}} \quad (40)$$

Nghiệm của pt vi phân (39) là tổng của nghiệm tổng quát của pt thuần nhất có vế phải bằng 0, và nghiệm riêng có kể đến tải trọng tác dụng ở vế phải.

Khi giải nghiệm tổng quát sẽ dùng phương pháp thông số ban đầu gồm góc xoắn ban đầu φ_0 và độ vênh t/d β_0 , bimomen B_{ω_0} và momen xoắn toàn phần M_0 tương ứng với các điều kiện ở t/d đầu dầm

$$\begin{aligned} \varphi &= \varphi_0 + \frac{\mu \cdot \beta_0}{k} shkz + \frac{B_{\omega_0}}{GI_d} (1 - chkz) + \frac{M_0}{GI_d} \left(z - \frac{\mu}{k} shkz \right); \\ \beta &= \beta_0 shkz - \frac{k B_{\omega_0}}{\mu \cdot GI_d} shkz + \frac{M_0}{GI_d} \left(\frac{1}{\mu} - chkz \right); \\ B_{\omega} &= -\frac{\mu \cdot GI_d}{k} \beta_0 shkz + B_{\omega_0} chkz + \frac{\mu \cdot M_0}{k} shkz; \\ M_z &= M_0 \end{aligned} \quad (41)$$

Momen xoắn toàn phần M_0 gồm có thành phần momen xoắn tự do M_{kp} và momen uốn xoắn M_ω cho bởi công thức:

$$\begin{aligned} M_{kp} &= \mu.GI_d\beta.chkz - kB_{\omega_0}shkz + M_0(1 - \mu.chkz); \\ M_\omega &= -\mu.GI_d\beta.chkz + kB_{\omega_0}shkz + \mu.M_0chkz; \end{aligned} \quad (42)$$

Vế phải của pt (41) và (42) sẽ có thêm phần nghiệm riêng tương ứng với tải trọng ngoài.

Các hàm hyperbolic thường có trong các tài liệu chuyên đề, sổ tay cho sẵn công thức để xác định các thông số trên ứng với các dầm chịu tải trọng khác nhau và có các điều kiện liên kết gối khác nhau.