

CHƯƠNG 3

CẦU DÀM LIÊN HỢP THÉP - BÊ TÔNG

CHƯƠNG 3.....	45
CẦU DÀM LIÊN HỢP THÉP – BÊ TÔNG	45
3.1. Nguyên lý làm việc của dầm liên hợp.....	45
3.2. Đặc điểm cấu tạo của dầm liên hợp.....	46
3.3. Cấu tạo Neo trong cầu dầm liên hợp	46
3.3.1. Neo cứng.....	47
3.3.2. Neo mềm.....	48
3.3.3. Liên kết bản bê tông cốt thép và dầm thép bằng bu lông cường độ cao	49
3.4. Nguyên lý tính toán dầm thép – bê tông cốt thép liên hợp.....	50
3.5. Tính đặc trưng hình học của cầu liên hợp.....	50
3.5.1. Bề rộng bản cánh tham gia làm việc với dầm chủ	50
3.5.2. Đặc trưng hình học giai đoạn I.....	51
3.5.3. Đặc trưng hình học giai đoạn II.....	52
3.6. Tính cầu dầm liên hợp trong tổ hợp tải trọng chính	53
3.6.1. Ứng suất pháp	53
3.6.2. Ứng suất tiếp	56
3.7. Ảnh hưởng của từ biến , sự thay đổi nhiệt độ và co ngót của Bê Tông đến ứng suất trong dầm liên hợp.	57
3.7.1. Ảnh hưởng do từ biến của Bê Tông.....	57
3.7.2. Ứng suất trong dầm liên hợp do thay đổi nhiệt độ.....	59
3.7.3. Tính ứng suất trong dầm liên hợp do co ngót	62
3.8. Kiểm tra điều kiện bền trong tổ hợp tải trọng phụ.....	63
3.9. Tính toán liên kết biên dầm vào sườn dầm, tính toán mối nối.....	63
3.9.1. Đặc điểm tính toán liên kết biên dầm liên hợp với sườn dầm.....	63
3.9.2. Đặc điểm tính toán mối nối dầm thép liên hợp với bản bê tông cốt thép.....	64
3.9.3. Kiểm tra ổn định chung của dầm thép bê tông cốt thép liên hợp.....	66
3.9.4. Kiểm tra ổn định cục bộ	66
3.10. Tính toán neo.....	67
3.11. Kết cấu nhịp liên tục.....	71
3.12. Điều chỉnh nội lực trong cầu liên hợp.....	72
3.12.1. Dầm giản đơn.....	72
3.12.2. Dầm liên tục liên hợp:	75
3.12.2.1. Điều chỉnh nội lực bằng cách kích nâng gối trung gian:	76
3.12.2. Điều chỉnh ứng suất bằng cách kéo cốt thép dự ứng lực bản	77
3.12.3. Một số giải pháp khác	77

3.1. NGUYÊN LÝ LÀM VIỆC CỦA DÀM LIÊN HỢP

Dầm liên hợp thép -BTCT gồm hai loại vật liệu: bản BTCT và dầm thép liên kết với nhau bằng các neo. Bản BTCT vừa làm việc với tư cách bản mặt cầu, vừa là một thành phần của dầm chủ.

Do đặc điểm cấu tạo như trên nên dầm liên hợp tiết kiệm thép cho dầm chủ, ngoài ra bản mặt cầu còn thay thế cho hệ liên kết dọc trên nên nếu cần chỉ bố trí hệ liên kết dọc dưới. Ngoài ra, trong giai đoạn thi công bằng nhiều biện pháp có thể điều chỉnh nội lực trong dầm theo ý muốn. Tuy nhiên dầm liên hợp có nhược điểm là tĩnh tải mặt cầu lớn.

Thông thường khi lắp ráp kết cấu nhịp, thoát đầu sẽ đặt các dầm thép lên trụ, sau đó đổ bê tông bản tại chỗ hoặc đặt các bản BTCT lắp ghép. Sau khi thực hiện công tác này, ở trường

hợp đầu, bê tông còn chưa đông cứng, trường hợp thứ hai, bản còn chưa liên kết với dầm. Do đó, phần tĩnh tải thứ nhất (gồm trọng lượng bản thân của dầm thép và của bản bê tông cốt thép) sẽ do dầm thép chịu (giai đoạn 1). Về sau, khi bê tông đã đông cứng hoặc các khối lắp ghép đã được liên kết với dầm và các tĩnh tải bổ sung (ví dụ trọng lượng lớp phủ mặt cầu, lan can ..) cũng như hoạt tải, sẽ do dầm liên hợp chịu (giai đoạn 2)

Như vậy dầm liên hợp sẽ làm việc theo hai giai đoạn:

Giai đoạn I : Lắp xong dầm thép và các liên kết, đổ bê tông tại chỗ hoặc lắp ghép bản mặt cầu nhưng mặt cầu chưa liên kết cứng với dầm thép. Ở giai đoạn này mới chỉ có dầm thép làm việc nên các đặc trưng hình học của dầm thép còn được gọi là đặc trưng của hình học giai đoạn I. Tĩnh tải giai đoạn I gồm có trọng lượng bản thân dầm thép và hệ liên kết, trọng lượng bản bê tông và các phần đồ cùng với bản..., tĩnh tải này được ký hiệu là q_{tcI} (tĩnh tải tiêu chuẩn) và q_{ttI} (tĩnh tải tính toán).

Giai đoạn II: Sau khi dầm thép đã liên kết cứng với bản BTCT, tĩnh tải giai đoạn II gồm có lớp phủ mặt cầu, lan can tay vịn, lề người đi,..., tĩnh tải này được ký hiệu là q_{tcII} và q_{ttII} . Mặt cắt dầm ở giai đoạn II có cả thép và bản BTCT, các đặc trưng hình học của mặt cắt này được gọi là đặc trưng hình học giai đoạn II. Trong giai đoạn này dầm liên hợp chịu thêm phân tĩnh tải bổ xung và hoạt tải.

3.2. ĐẶC ĐIỂM CẤU TẠO CỦA DẦM LIÊN HỢP

Bản BTCT mặt cầu cùng tham gia chịu uốn với dầm chủ nên cấu tạo hợp lý là cánh trên của dầm thép phải nhỏ hơn cánh dưới, trừ những dầm ngăn dùng thép hình cán sẵn mới có hai cánh bằng nhau, như vậy nói chung dầm liên hợp giảm được khối lượng thép và tăng được độ cứng đáng kể.

Trong cầu đường xe lửa dầm liên hợp có bản máng ba lát BTCT sẽ làm tăng tĩnh tải phần mặt cầu nhưng giảm bớt khối lượng thép. Mặt khác đường ray đặt trên tà vẹt và tà vẹt đặt trên máng ba lát hoặc tà vẹt đặt trực tiếp lên bản BTCT qua các miếng đệm đàn hồi có chất lượng tốt.

Trong cầu dầm giản đơn dùng dầm liên hợp rất phù hợp vì toàn bộ bản mặt cầu bằng BTCT được bố trí trên suốt chiều dài nhịp đều nằm trong khu vực chịu nén. Trong dầm liên tục thì có những đoạn dầm chịu mômen âm, mặt cầu sẽ chịu kéo, khi đó giải pháp thiết kế sẽ là hoặc không có bản mặt cầu tham gia chịu lực bằng cách không tạo liên kết giữa dầm thép với bản BTCT, hoặc vẫn cho bản BTCT tham gia chịu lực nhưng có các biện pháp kèm theo như tạo dự ứng lực trong bản BTCT hoặc bố trí các cốt thép đặc biệt để chịu lực kéo trong bản BTCT.

Để liên kết cánh dầm thép với bản BTCT sẽ dùng các loại neo rất đa dạng.

3.3. CẤU TẠO NEO TRONG CẦU DẦM LIÊN HỢP

Khi dầm liên hợp làm việc chịu uốn thì trong mặt phẳng liên kết bản với dầm thép sản sinh ra lực trượt lớn. Tuy ở đây cũng có lực dính kết giữa bản BTCT và cánh dầm thép, nhưng không thể bảo đảm chống lại được lực trượt nhất là với tải trọng thay đổi. Trong tính toán thường bỏ qua lực dính kết cho thêm an toàn mà coi lực trượt sẽ do các bộ phận neo liên kết đặc biệt chịu.

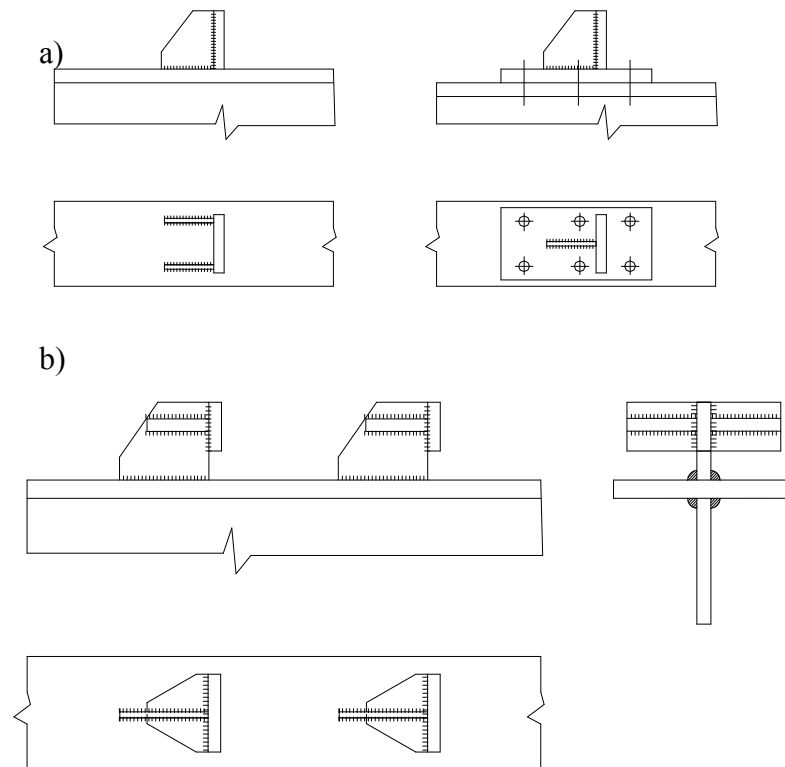
Trong cầu dầm liên hợp, neo là bộ phận liên kết bản BTCT với dầm thép. Neo thường làm bằng thép tròn, thép bản hoặc thép hình liên kết với cánh trên của dầm thép bằng đường hàn, đinh tán hoặc bulông.

Các cách liên kết bản BTCT với dầm chủ:

3.3.1. NEO CỨNG

Neo cứng thường được chế tạo từ thép bản, thép góc và thép hình. Neo cứng có cấu tạo gọn nhẹ nên trước đây thường dùng khi bản mặt cầu lắp ghép vì khi đó trên bản mặt cầu các lỗ neo thường nhỏ. Trên hình vẽ 3.1b là kết cấu loại neo phức tạp hơn. Ở đây diện truyền lực trượt từ bản sang neo được nâng cao lên một chút để giảm bớt độ lệch tâm giữa tâm diện tích ép mặt và tâm của bản. Nhờ đó có thể giảm được mômen cục bộ gần neo có xu hướng bóc bản khỏi dầm. Kết cấu neo cứng như vậy cũng cho phép dễ dàng bố trí cốt thép dọc, đặt cốt thép trong khoảng giữa mặt dầm và đáy diện truyền lực của neo.

Neo cứng có khả năng chịu lực tốt nhưng liên kết với bê tông kém nên ở Pháp sẽ còn luôn thêm một đoạn thép tròn vào trong neo cứng. Một loại neo được dùng khá phổ biến hiện nay là neo hình chiếc đinh có mũ ở trên. Neo được liên kết với cánh trên của dầm bằng cách hàn, tán đinh hoặc bắt bulông cường độ cao.



Hình 3.1. Cấu tạo neo cứng

Đối với bản mặt cầu lắp ghép thì neo cứng đặt vào các lỗ chừa sẵn trong tấm bản khi đúc. Kích thước của các lỗ này cần chọn lựa để khi lắp ghép thì giữa bề mặt truyền lực của neo và thành lỗ có một khe hở ít nhất là 5cm. Khi đổ bê tông lấp các lỗ sẽ dùng bê tông cốt liệu nhỏ. Trước khi đặt các tấm bản, biên trên dầm thép được rải một lớp bê tông có bề dày ít nhất 5cm, hoặc đặt các tấm bản lên những miếng đệm và đổ vữa ướt qua các lỗ và mối nối.

Khoảng 20 năm gần đây, ở Nga và nhiều nước Châu Âu khác đã không sử dụng loại neo cứng này nữa do các kết quả nghiên cứu trên nhiều cầu thực tế cho thấy loại neo này sớm hư hỏng và ảnh hưởng xấu đến tuổi thọ cầu.

3.3.2. NEO MỀM

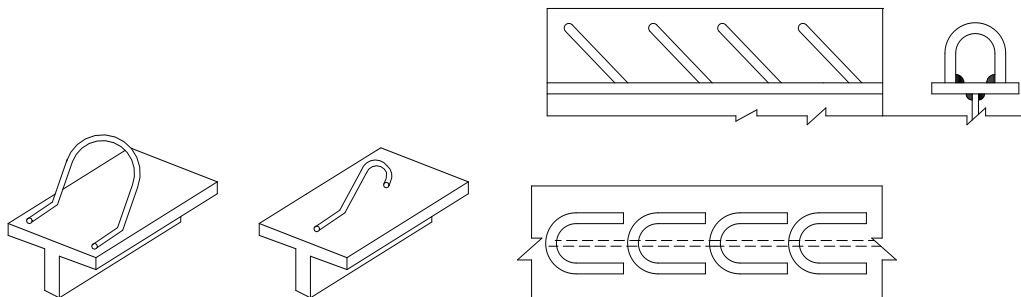
Neo mềm được chế tạo bằng thép tròn uốn cong thành 1 nhánh hoặc 2 nhánh. Cũng có trường hợp neo mềm được cấu tạo như một lò xo đặt dọc theo trục dầm, loại neo này có nhược điểm là khó liên kết vào cánh trên dầm. Neo mềm còn có thể làm bằng cốt thép thường dưới hình thức quai sanh hoặc những nhánh đơn hàn dính vào cánh trên của dầm thép. Cấu tạo neo kiểu quai sanh có ưu điểm là sự liên kết bản BTCT với dầm thép đảm bảo rất tốt vì nội lực do neo truyền sang bê tông không những qua dính bám mà nhờ cả sự ép mặt bê tông vào quai sanh.

Neo làm từ những nhánh đơn nghiêng thường có móc ở đầu để tăng thêm sức liên kết với bê tông. Ưu điểm của chúng là có thể đặt chéo trên mặt bằng nên bảo đảm chịu ứng suất kéo chính tốt hơn.

Neo đặt cách quãng trên mặt bằng dùng đặc biệt hiệu quả trong các dầm liên tục và dầm mút thừa có cốt thép đặt dọc trong bản. Ở đây cốt thép đặt giữa các nhánh neo. Nếu tại cùng một mặt cắt dầm mà có thể xuất hiện lực cắt hai dấu thì sẽ cấu tạo neo nghiêng cả về hai hướng. Số lượng neo trong mỗi hướng tỷ lệ với lực cắt tương ứng của hướng đó.

Để đơn giản việc chế tạo và tránh khả năng bị hư hỏng trong quá trình vận chuyển, sẽ hàn dính neo mềm vào các bản thép đặc biệt rồi sẽ liên kết cả bộ phận đó với dầm thép tại công trường bằng cách hàn hoặc dùng bulông cường độ cao. Để liên kết neo nghiêng vào dầm thép chắc chắn hơn, sẽ vát đầu neo dưới một góc 75^0 và khi $a > 3^0$ thì hàn neo bằng mối hàn nhiều lớp.

Neo mềm thường được hàn ngay vào cánh trên của dầm thép, cũng có thể hàn neo mềm lên các bản thép sau đó tán dính hoặc bắt bulông liên kết bản thép với cánh dầm. Do có thể đàn hồi một chút nên neo mềm có khả năng phân bố và làm dịu lực trượt tập trung truyền từ bản sang dầm tốt hơn so với neo cứng. Những lực này có thể phát sinh do tác dụng của các lực đặt tại những chỗ mặt cắt dầm thay đổi, tại các đầu dầm do co ngót và nhiệt độ thay đổi không đều. Đối với bản mặt cầu đổ tại chỗ nên dùng neo mềm vì neo mềm liên kết với bê tông tốt hơn so với neo cứng. Nhược điểm của neo mềm là tốn nhiều thép so với các loại neo khác; ngoài ra lại phải dùng kiểu máy hàn kết cấu đặc biệt để hàn gây khó khăn cho đơn vị thi công.

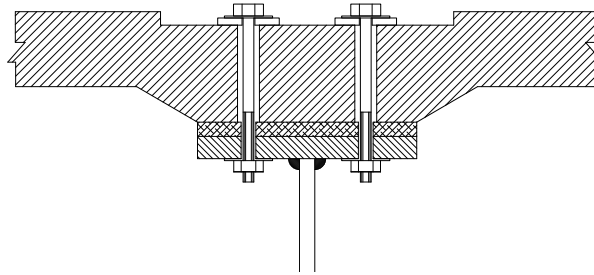


Hình 3.2. Cấu tạo neo mềm

3.3.3. LIÊN KẾT BẢN BTCT VÀ DẦM THÉP BẰNG BULÔNG CƯỜNG ĐỘ CAO

Liên kết bản mặt cầu BTCT lắp ghép với dầm thép bằng bulông cường độ cao (hình 3.3) có ưu điểm là tăng khả năng làm việc chung của kết cấu nhịp thép- BTCT liên hợp dưới tác dụng của tải trọng trùng phức, đồng thời cho phép tiến hành lắp kết cấu liên hợp không phụ thuộc vào thời tiết.

Sự cùng làm việc của dầm chủ và bản với loại mối nối khô và loại mối nối chèn vữa ximăng là nhờ lực ma sát (liên kết ma sát). Lực này do nội lực căng của bu lông cường độ cao đặt trong các lỗ của tấm bản BTCT lắp ghép và cánh dầm thép tạo ra.



Hình 3.16 Liên kết bản BTCT và dầm thép bằng bulông cường độ cao

Nếu mối nối dán thì liên kết tính toán như là mối nối bulông và dán hỗn hợp; trong trường hợp này khả năng chống trượt đồng thời do lực ma sát và lực dính kết tại mối nối dán.

Trong kết cấu liên kết có: bu lông cường độ cao đường kính 20 - 24mm kèm theo ê-cu và vòng đệm. Khoảng cách từ tim lỗ đến mép bản bê tông không được nhỏ hơn 10cm đối với bulông đường kính 22mm, và 12 cm đối với bulông đường kính 24mm, còn khoảng cách từ tim đến tim các lỗ là 14 - 16 cm.

Quy Trình 22TCN 18-79 quy định: Nên ưu tiên neo mềm để liên kết bản BTCT với dầm thép hơn là dùng neo cứng.

Cự ly tính giữa các mấu neo cứng hoặc giữa neo cứng với cấu kiện liên kết khác không được vượt quá 8 lần chiều dày bình quân của bản và ít nhất phải bằng 3,5 lần chiều cao của mặt ép tựa tính toán của bê tông vào neo. Cự ly tính giữa các neo mềm ít nhất phải bằng 3 lần đường kính cốt thép làm neo. Các neo mềm nên dùng kiểu hình khuyên (hai nhánh) và đặt nghiêng 1 góc 45° so với mặt phẳng cánh trên của dầm.

Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 quy định:

Trong mặt cắt liên hợp phải làm các neo chữ U và neo đỉnh chống cắt ở mặt phân chia giữa bản mặt cầu bê tông và mặt cắt thép để chịu lực cắt ở mặt tiếp xúc. Các neo phải có khả năng chống lại cả hai chuyển vị thẳng đứng và nằm ngang giữa bê tông và thép.

Tỉ lệ của chiều cao với đường kính của neo đỉnh chịu cắt không được nhỏ hơn 4.

Bước neo từ tim đến tim của các neo chống cắt không được vượt quá 600mm và không được nhỏ hơn 6 lần đường kính đỉnh, theo phương ngang không được đặt gần hơn 4 lần đường kính.

Chiều cao tịnh của lớp bê tông phủ trên đỉnh neo chống cắt không được nhỏ hơn 50mm. Các neo chống cắt cần đặt sâu ít nhất 50mm vào trong bê tông.

3.4. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN DẦM THÉP - BÊ TÔNG CỐT THÉP LIÊN HỢP

Mặt cắt ngang của dầm liên hợp gồm có dầm thép và BTCT cùng làm việc với nó. Vật liệu làm các bộ phận này của mặt cắt có các đặc trưng cơ học khác nhau và tùy theo ứng suất tác dụng lên chúng, nó có thể làm việc trong giai đoạn đàn hồi, giai đoạn đàn dẻo hoặc giai đoạn dẻo.

Khi tính dầm liên hợp, thường áp dụng một số giả thiết để đơn giản hoá tính toán, và như kết quả thực nghiệm đã chỉ rõ, chúng phản ánh tương đối sát với điều kiện làm việc thực tế của kết cấu. Sẽ cho rằng giả thuyết về mặt cắt phẳng là đúng. Tiếp đó lấy biểu đồ nén của bê tông gồm hai đoạn thẳng. Khi ứng suất trong bê tông chưa vượt quá cường độ tính toán R_{np} , bê tông làm việc trong giai đoạn đàn hồi, khi ứng suất $s = R_{np}$, bê tông làm việc trong giai đoạn dẻo và biến dạng tiếp tục tăng trong khi ứng suất không tăng. Sẽ cũng dùng những giả thiết tương tự đối với sự làm việc của cốt thép trong bản bê tông. Dầm thép được xem như làm việc đàn hồi; trạng thái giới hạn khi tính theo cường độ là sự xuất hiện chảy của thép dầm hoặc biến dạng giới hạn nén trong bê tông, mà bê tông làm việc trong giai đoạn dẻo e_{np} .

Để đơn giản hoá tính toán, bỏ qua khả năng làm việc đàn dẻo của bản: coi bê tông làm việc trong dầm bằng hai loại vật liệu, hoặc trong giai đoạn đàn hồi, hoặc trong giai đoạn dẻo mà có biểu đồ ứng suất hình chữ nhật.

Giả thiết này làm mất tính liên tục của quá trình thay đổi ứng suất trong thép và bê tông khi mômen uốn tăng lên, nhưng vì chiều dày bản BTCT tương đối nhỏ nên vấn đề này thường không giữ vai trò quan trọng. Bằng cách gần đúng sẽ cũng xét tới sự ảnh hưởng từ biến của bê tông.

Tùy theo trị số của ứng suất nén gây ra trong bản BTCT mà sẽ phân chia làm mấy trường hợp làm việc của mặt cắt liên hợp. Sơ đồ tính toán cơ bản của mặt cắt liên hợp vẫn là sự làm việc đàn hồi và dựa trên giả thiết về mặt cắt phẳng, ứng suất và biến dạng có quan hệ tuyến tính với nhau. Sơ đồ tính toán này được áp dụng khi ứng suất ở trong bản không vượt quá cường độ tính toán chịu ép của bê tông và cũng để xác định độ biến dạng của kết cấu.

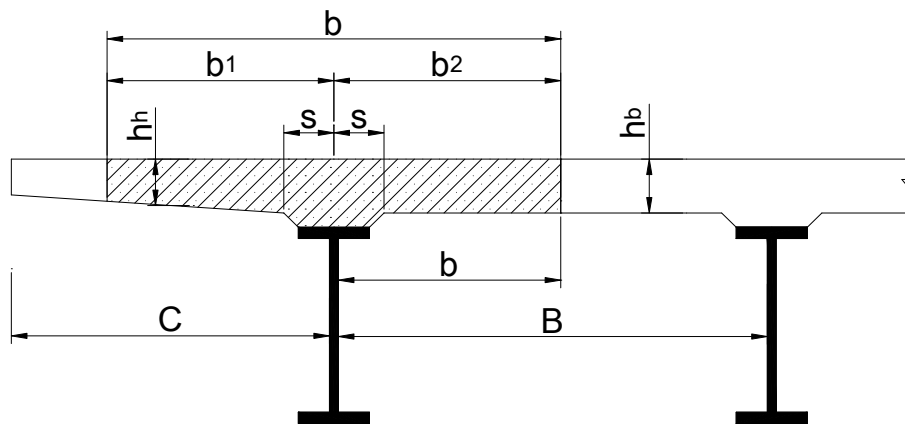
Trường hợp ứng suất trong bản bê tông vượt quá cường độ tính toán của bê tông khi ép thì sẽ coi là bê tông làm việc trong giai đoạn dẻo và toàn mặt cắt bê tông đạt tới cùng một trị số ứng suất là cường độ tính toán khi nén của bê tông, còn phần mặt cắt dầm thép vẫn làm việc đàn hồi.

Trường hợp bản BTCT rơi vào khu chịu kéo, thì đối với cầu xe lửa quy định là không cho phép bản bê tông tham gia chịu lực, nếu không có những biện pháp đặc biệt để nén trước bê tông. Đối với cầu ô tô thì cho phép có thể cho bản tham gia làm việc cùng với dầm thép nhưng phải đảm bảo ứng suất trong bê tông không vượt quá cường độ tính toán khi kéo.

3.5. TÍNH ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC CỦA CẦU LIÊN HỢP

3.5.1. BỀ RỘNG BẢN CÁNH THAM GIA LÀM VIỆC VỚI DẦM CHỦ

Bề rộng bản cánh bản BTCT tham gia làm việc với dầm chủ, quy trình quy định bề rộng bản cánh lấy như sau:



Hình vẽ 3.4. Mặt cắt ngang tính toán của dầm liên hợp

- Khi chiều dài nhịp l lớn hơn 4 lần khoảng cách B giữa tim các dầm ($l > 4B$) thì lấy $b_2 = B/2$, ngược lại khi $l < 4B$ thì lấy $b_2 = S + 6h_b$ nhưng b_2 không được lớn hơn $B/2$ và không được bé hơn $l/8$.

- Khi chiều dài nhịp lớn hơn 12 lần chiều dài mút thừa c thì lấy $b_1 = c$; ngược lại khi $l < 12c$ thì lấy $b_1 = S + 6h_h$ nhưng b_1 không được lớn hơn c và không được nhỏ hơn $l/12$.

trong đó B - khoảng cách tim 2 dầm chủ;

c - chiều dài cánh hẫng;

h_b - chiều dày bản ;

h_h - chiều dày bình quân của cánh hẫng;

s - chiều dài từ tim dầm đến đầu

Bề rộng bản cánh BTCT tham gia chịu lực với dầm chủ quy trình AASHTO quy định như sau : trong kết cấu dầm liên hợp bề rộng bản cánh dầm I không được vượt các giá trị sau :

- (1) 1/4 chiều dài nhịp dầm;
- (2) khoảng cách tới tim của dầm bên cạnh;
- (3) 12 lần bề dày nhỏ nhất của bản.

Đối với dầm chỉ có cánh ở một phía, bề rộng cánh không được vượt quá 1/12 chiều dài nhịp hoặc 6 lần bề dày bản hoặc 1/2 khoảng cách tới bản của dầm tiếp sau.

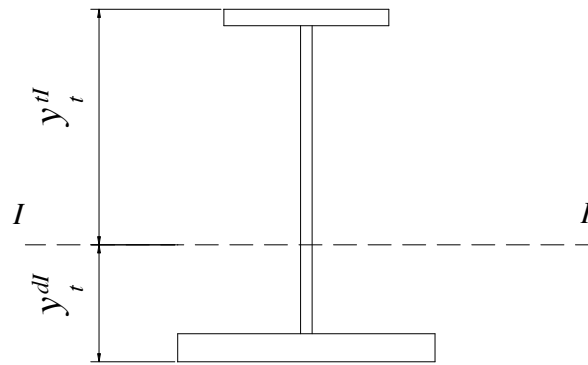
3.5.2. ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC GIAI ĐOẠN I

Đặc trưng hình học giai đoạn I là đặc trưng hình học của dầm thép gồm :

F_t – diện tích mặt cắt hình thép;

J_t - mômen quán tính của mặt cắt dầm thép đối với trục trung hòa của nó;

W_t^t, W_t^d – mômen chống uốn của thép trên và dưới của dầm thép.



Hình 3.5. Mặt cắt dầm giai đoạn I

$W_t^t = \frac{J_t}{y_t^{tl}}$ và $W_t^d = \frac{J_t}{y_t^{dl}}$; trong đó y_t^{tl} , y_t^{dl} là khoảng cách từ trọng tâm dầm thép đến mép trên và mép dưới.

3.5.3. ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC GIAI ĐOẠN II

Khi tính đặc trưng hình học của mặt cắt liên hợp ta đổi từ bê tông sang thép bằng cách chia các đặc trưng hình học của phần bê tông cho n là tỷ số giữa môđun đàn hồi của thép với môđun đàn hồi của BT, trong trường hợp có xét từ biến thì chia cho n' là tỷ số giữa môđun đàn hồi của thép và môđun đàn hồi giả định của bê tông. Trong quy trình 1979, khi bê tông bản mặt cầu mác 250 thì $n = 7,1$; $n' = 14,2$ còn khi bê tông bản mặt cầu mác 300 thì $n = 6,5$; $n' = 13$.

Diện tích tính đổi: khi có kê cốt thép dọc bản (F_{ct})

$$F_{td} = F_t + \frac{F_b}{n} + F_{ct}$$

Khi có xét từ biến

$$F'_{td} = F_t + \frac{F_b}{n'} + F_{ct}$$

trong đó F_b – diện tích phần bê tông của mặt cắt liên hợp.

F_{ct} - diện tích cốt thép trong bản bê tông liên hợp

Các ký hiệu khác như đã nói ở trên.

Khoảng cách từ trọng tâm mặt cắt dầm thép đến trọng tâm mặt cắt tính đổi:

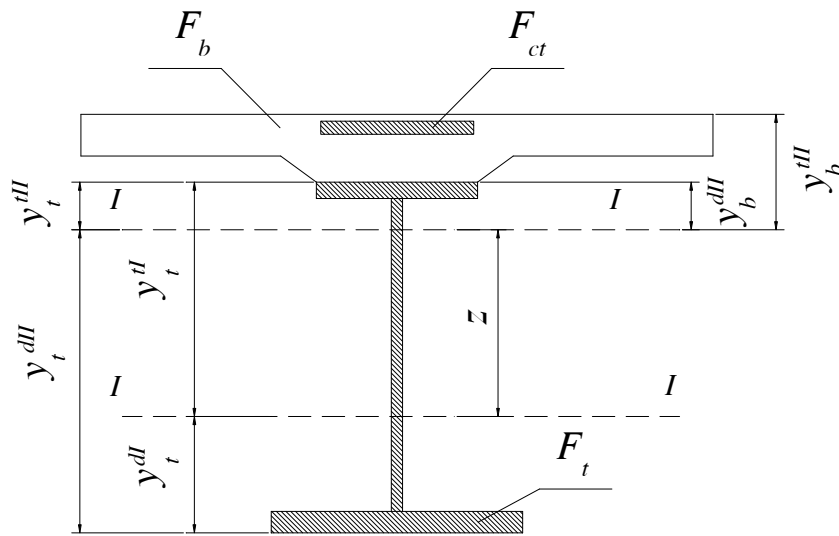
$$Z = \frac{1}{F_{td}} \left(\frac{F_b}{n} Y_b + F_{ct} Y_{ct} \right)$$

Khi có xét từ biến:

$$Z' = \frac{1}{F'_{td}} \left(\frac{F_b}{n'} Y_b + F_{ct} Y_{ct} \right)$$

trong đó Y_b , Y_{bt} : khoảng cách từ trọng tâm phần BT và cốt thép đến trục trung hòa của phần dầm thép.

Khi phần BT của mặt cắt liên hợp có hình dạng phức tạp xác định trọng tâm khó khăn, có thể chia thành nhiều hình đơn giản (chữ nhật, tam giác) để xác định trọng tâm dễ dàng hơn và trong công thức trên $F_b \cdot y_b$ được thay đổi bằng $\sum F_{bi} \cdot y_{bi}$.



Hình 3.6. Mặt cắt mặt cắt liên hợp

Mômen quán tính của mặt cắt liên hợp đối với trục x_{td} :

$$J_{td} = J_t + F_t \cdot z^2 + F_{ct} \cdot (y_{ct} - z)^2 + \frac{1}{n} [J_b + F_b (y_b - z)^2]$$

Khi xét có từ biến:

$$J'_{td} = J_t + F_t \cdot z'^2 + F_{ct} \cdot (y_{ct} - z')^2 + \frac{1}{n'} [J_b + F_b (y_b - z')^2]$$

Mômen tĩnh của bản BTCT đối với trục x_{td} :

$$S_b = F_{ct} (y_{ct} - z) + \frac{F_b}{n} (y_b - z)$$

Khi xét từ biến:

$$S'_b = F_{ct} (y_{ct} - z') + \frac{F_b}{n'} (y_b - z')$$

3.6. TÍNH CẦU DÀM LIÊN HỢP TRONG TỔ HỢP TẢI TRỌNG CHÍNH

3.6.1. ỨNG SUẤT PHÁP

a) Trường hợp toàn bộ mặt cắt làm việc trong giai đoạn đàn hồi

Giai đoạn I: giai đoạn I chỉ có dầm thép làm việc do đó cần tính ứng suất ở mép trên (σ_t^{IT}) dầm thép:

$$\sigma_t^{II} = \frac{M_t^I}{J_t} y_t^I$$

trong đó : M_{tt}^I : mômen uốn tính toán do tĩnh tải giai đoạn I sinh ra .
 Ứng suất mép dưới dầm thép giai đoạn I:

$$\sigma_t^{dI} = \frac{M_{tt}^I}{J_t} y_d^I$$

Giai đoạn II :

+ Ứng suất mép trên bản BTCT:

$$\sigma_b^{tII} = -\frac{M_{tt}^{II} + M_{tt}^h}{nJ_{td}} y_b^t$$

+ Ứng suất mép dưới bản BTCT:

$$\sigma_b^{dII} = \pm \frac{M_{tt}^{II} + M_{tt}^h}{nJ_{td}} y_b^d$$

+ Ứng suất mép trên dầm thép:

$$\sigma_t^{tII} = -\frac{M_{tt}^{II} + M_{tt}^h}{J_{td}} y_t^t$$

+ Ứng suất mép dưới trên dầm thép:

$$\sigma_t^{dII} = -\frac{M_{tt}^{II} + M_{tt}^h}{J_{td}} y_t^d$$

trong đó:

M_{tt}^{II} , M_{tt}^h : mômen uốn tính toán có tĩnh tải giai đoạn II và hoạt tải sinh ra.

$y_b^t, y_b^d, y_t^t, y_t^d$: khoảng cách từ mép trên và dưới của bản BTCT và của dầm thép đến trục trung hoà của mặt cắt tính đối.

Lấy dấu (-) hay (+) tùy theo điểm tính ứng suất nằm trên hay dưới trục trung hoà.

Điều kiện bền của tính ứng suất pháp

Gọi σ^{tBb} , σ^{dBb} , σ^{tBt} , σ^{dBt} là ứng suất mép trên và dưới của bản BTCT, mép trên và dưới do tải biến sinh ra, ta có :

$$\sigma^{tt} = \sigma^{tIt} + \sigma^{lIt} + \sigma^{tBt} \leq m_2 R_u$$

$$\sigma^{tt} = \sigma^{tIt} + \sigma^{lIt} + \sigma^{tBt} \leq m_2$$

$$\sigma^{tb} = \sigma^{tIb} + \sigma^{tBb} \leq R_b$$

$$\sigma^{db} = \sigma^{dIb} + \sigma^{dBb} \leq R_b$$

trong đó m_2 : hệ số kể đến ảnh hưởng cản trở của bản đến sự phát triển biến dạng dẻo của thép, hệ số này phụ thuộc vào σ_b^0 là ứng suất tại trọng tâm bản BTCT :

$$\sigma_b^0 < 0,6 R_b \quad ; \quad m_2 = 1,2$$

$$0,6 R_b < \sigma_b^0 < 0,8 R_b \quad ; \quad m_2 = 1,1$$

$$0,8 R_b < \sigma_b^0 \quad ; \quad m_2 = 1$$

R_b : cường độ chịu nén của BT khi uốn và khi nén đúng tâm

Công thức tính ở trên còn làm việc trong giai đoạn đàn hồi ($\sigma_b^t < R_b$) (hình 3.7b) cần phải xét thêm 2 trường hợp: trường hợp thứ I: bê tông làm việc trong giai đoạn chảy dẻo, cốt thép làm

việc trong giai đoạn đàn hồi ($\sigma^{tb} > R_b$) (hình 3.7c), trường hợp II: của BT và cốt thép bản đều làm việc trong giai đoạn chảy dẻo (hình 3.7d).

b) Trường hợp BT làm việc trong giai đoạn chảy dẻo ($\sigma^{tb} > R_b$), cốt thép làm việc trong giai đoạn đàn hồi ($\sigma_{ct} < R_0$)

Vì M_{tt}^I là do dầm thép chịu và nếu tính $M_{tt}^{II} + M_{tt}^h$ chỉ cho phần thép (dầm thép và cốt thép bản) của mặt cắt liên hợp chịu thì sẽ còn lại phần biểu đồ hình chữ nhật $R_b F_b$ không được cân bằng. Để cho cân bằng ta phải đặt thêm vào trọng tâm phần thép một lực kéo là $R_b F_b$ và mômen uốn âm $R_b S_{ba}$ với S_{ba} là mômen tĩnh của phần BT đối với trục qua trọng tâm phần thép của mặt cắt liên hợp (trục x_{ta}). Vì diện tích cốt thép nhỏ hơn nhiều so với diện tích mặt cắt dầm thép nên trục trung hoà rơi vào trong phạm vi dầm thép, từ đó có:

Ứng suất mép trên dầm thép:

$$\sigma_t^u = -\frac{M_{tt}^I}{W_t^I} \mp \frac{M_{tt}^{II} + M_{tt}^h}{W_{ta}^I} + \frac{R_b F_b}{F_{td}} \pm \frac{R_b S_{bd}}{W_{td}^I} \leq R_u$$

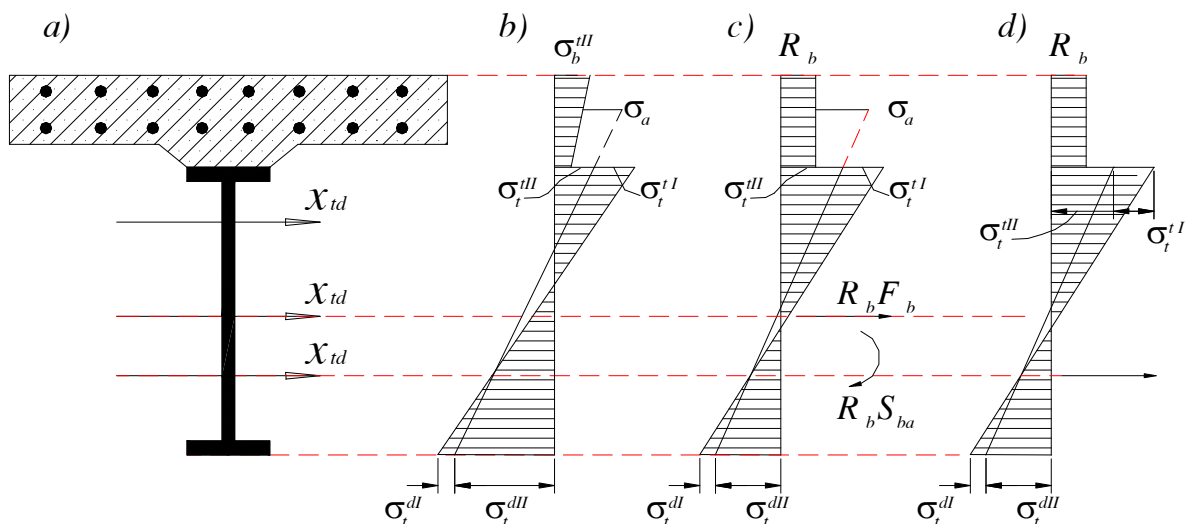
Ứng suất mép dưới dầm thép:

$$\sigma_t^{td} = -\frac{M_{tt}^I}{W_t^d} \mp \frac{M_{tt}^{II} + M_{tt}^h}{W_{ta}^d} + \frac{R_b F_b}{F_{td}} \pm \frac{R_b S_{ba}}{W_{ta}^d} \leq R_u$$

trong đó: $F_{ta} = F_t + F_{ct}$ là diện tích mặt cắt phần thép;

W_{ta}^t, W_{ta}^d – mô men chống uốn của mép trên và dưới dầm thép đối với trục trung hoà của phần thép.

$S_{ba} = F_b \cdot z_b$ với z_b là khoảng cách từ trọng tâm phần bê tông đến trục x_{ta}



Hình 3-7 : Biểu đồ để tính dầm liên hợp : x_{td} trục trung hoà của mặt cắt liên hợp; x_{ta} – trục trung hoà của mặt cắt phần thép (dầm thép và cốt thép trong bản BT); x_t – trục trung hoà riêng mặt cắt phần thép.

Thép (x_{ta}), lấy dấu ở dưới khi ngược lại .

c) Trường hợp BT và cốt thép làm việc trong giai đoạn chảy dẻo

Đầu tiên cần phải xác định biến dạng tương đối e_b tại vị trí ở trọng tâm bản BTCT khi coi như mặt cắt vẫn phẳng. Nếu biến dạng tương đối vượt quá tỷ số R_a/E_a thì cốt thép trong bản xem

như làm việc trong giai đoạn chảy dẻo (trong đó R_a , E_a là cường độ tính toán và môđun đàn hồi của cốt thép). Nếu như biến dạng tương đối ε_b còn vượt cả biến dạng cho phép của BT là 0,0016 thì phải thay đổi kích thước mặt cắt dầm liên hợp.

Cần chú ý rằng E_b chỉ tính với phần tải trọng mà bản có tham gia chịu lực. Với dầm tĩnh định ta có công thức:

$$\varepsilon_b = \frac{M_{tt}^I + M_{tt}^H}{W_b \varepsilon} - \frac{1}{E} \left(\frac{S_{bt}}{W_b} + \frac{F_b}{F_t} \right) (R_b + \mu R_a)$$

trong đó W_b - mômen chống uốn của dầm thép khi xét với trường hợp ở trọng tâm bản BTCT;

F_t - diện tích mặt cắt dầm thép

m - hàm lượng cốt thép trong bản BTCT

R_a - dưới dạng tới ảnh hưởng của cốt thép trong bản

S_{bt} - mômen tĩnh của mặt cắt bản đối với trục qua trọng tâm mặt cắt dầm thép (trục

x_t)

Khi cả BT và cốt thép đều làm việc trong giai đoạn chảy dẻo để cân bằng cần phải đặt vào trọng tâm mặt cắt dầm thép lực kéo $R_b \cdot F_b + m F_b \cdot R_a$ và mômen uốn âm $(R_b + m F_b) S_{bx}^2$, ta có:

Ứng suất mép trên dầm thép:

$$\sigma_t^t = \frac{M_{tt}^I + M_{tt}^H + M_{tt}^H}{W_t^t} + \frac{R_b F_b + \mu F_b R_a}{F_t} + \frac{(R_b + \mu F_b) S_{bt}}{W_t^t} \leq R_u$$

Ứng suất mép dưới dầm thép:

$$\sigma_t^d = \frac{M_{tt}^I + M_{tt}^H + M_{tt}^H}{W_t^d} + \frac{R_b F_b + \mu F_b R_a}{F_t} + \frac{(R_b + \mu F_b) S_{bt}}{W_t^d} \leq R_u$$

khi trục trung hòa rơi vào bản BTCT nghĩa là có cùng BT chịu kéo thì chỉ được tính bản vào mặt cắt liên hợp nếu ứng suất mép dưới bản không là ứng suất kéo đối với cầu đường sắt và nhỏ hơn cường độ tính toán về kéo của BT đối với cầu đường ô tô.

Ở trên đã xét đến 3 trường hợp làm việc của mặt cắt liên hợp nhưng trong thực tế hầu hết chỉ tính toán theo trường hợp thứ nhất tức là xét với trường hợp toàn bộ mặt cắt liên hợp làm việc trong giai đoạn đàn hồi, khi đó $|\sigma_b'| \leq R_b$.

Cuối cùng cần chú ý là khi trục trung hòa rơi vào bản BTCT, trên mặt cắt có một phần bê tông chịu kéo thì khi tính ứng suất trong tổ hợp tải trọng chính (là tổ hợp tải trọng thẳng đứng và ứng suất trước nếu có) gây ra trong phần thép về độ bền, về độ bền mỏi và độ phát triển vết nứt ngang trong bê tông nếu ứng suất kéo dọc trong bê tông tính theo giả định đàn hồi vượt quá các trị số sau:

- Vượt quá 0 đối với cầu đường sắt không thể dùng loại cốt thép nào, cũng như đối với cầu đường bộ và cầu thành phố khi cốt thép là loại sợi cường độ cao.

- Vượt quá cường độ chịu kéo tính toán của bê tông đối với cầu đường ô tô và cầu thành phố khi không dùng cốt thép cường độ cao.

3.6.2. ỨNG SUẤT TIẾP

Trong tổ hợp tải trọng chính cần kiểm tra độ bền ứng suất tiếp cho mặt cắt tại gối. Trên mặt cắt kiểm tra tại ba điểm:

- Trục trung hòa của dầm thép

- Trục trung hòa của mặt cắt liên hợp
- Điểm nằm giữa hai điểm trên.

Giai đoạn I :

$$\tau^I = \frac{Q_{tt}^I S^I}{J_I \delta}$$

trong đó Q_{tt}^I - lực cắt tính toán do tĩnh tải giai đoạn I ;

S^I - mômen tĩnh của diện tích mặt cắt từ điểm tính ứng suất đến mép lấy đối với trục trung hòa của mặt cắt dầm thép ;

d - bề rộng mặt cắt tại điểm tính ứng suất ;

Giai đoạn II :

$$\tau^{II} = \frac{Q_{tt}^{II} + Q_{tt}^h}{J_{II} \delta}$$

trong đó:

S^{II} : mômen tĩnh của diện tích mặt cắt từ điểm tính ứng suất đến mép lấy đối với trục trung hòa của mặt cắt liên hợp .

Q_{tt}^{II}, Q_{tt}^h : lực cắt tính toán do tĩnh tải giai đoạn II và do hoạt tải.

Điều kiện bền : $\tau = \tau^I + \tau^{II} \leq Rc$

3.7. ẢNH HƯỞNG CỦA TỪ BIẾN, SỰ THAY ĐỔI NHIỆT ĐỘ VÀ CO NGÓT CỦA BÊ TÔNG ĐẾN ỨNG SUẤT TRONG DẦM LIÊN HỢP

3.7.1. ẢNH HƯỞNG DO TỪ BIẾN CỦA BÊ TÔNG

Từ biến của bê tông xuất hiện khi nội lực tác dụng vào bê tông (BT) có tính chất lâu dài, do đó từ biến được xét với tác dụng của tĩnh tải phần II ứng suất trước hoặc điều chỉnh ứng suất và với co ngót của BT, còn hoạt tải, ứng suất do thay đổi nhiệt độ hầu như không kịp gây ra biến dạng từ biến nên không tính.

Trong loại cầu liên hợp có bản lắp ghép còn có biến dạng có mối nối các tấm bản mặt cầu bị ép sát lại, biến dạng này phải kể đến cùng với biến dạng từ biến.

Trong Quy trình 22TCN 18-79 quy định chỉ phải tính tới từ biến khi ứng suất trong bản BTCT do tải trọng lâu dài vượt quá 20% cường độ tính toán của bê tông R_{ub} .

Kí hiệu :

σ_{b0} : ứng suất trong BT lúc bắt đầu xuất hiện biến dạng do từ biến và ép sát mối nối ;

σ_B – ứng suất thay đổi trong BT do biến dạng từ biến và ép sát mối nối .

φ - Đặc trưng từ biến là tỷ số giữa biến dạng do từ biến và biến dạng đàn hồi cũng do những nội lực đã gây ra từ biến đó.

Biến dạng dèo phát triển trong suốt thời gian làm việc của kết cấu tỷ lệ với ứng suất trung

$$\left(\sigma_{bo} - \frac{\sigma_B}{2} \right)$$

bình:

Trong giai đoạn này biến dạng toàn phần của BT (cả đàn hồi và dèo) phát sinh sau thời gian

$$\text{xét là: } \Delta_b = \frac{\varphi \left(\sigma_{bo} - \frac{\sigma_B}{2} \right)}{E_b} - \frac{\sigma_B}{E_b}$$

$$\text{trong đó: } \varphi = \varphi_k + \sum \frac{\Delta_m E_b}{a_m R_0}$$

φ_k - đặc trưng từ biến toàn phần, có thể lấy $\varphi_k = 1,5$;

Δ_m - độ ép sít môi nối khi ứng suất bằng cường độ tính toán chịu nén của BT, có thể lấy:

$$\Delta_m = 0,5 + 1 \text{ mm};$$

a_m - khoảng cách giữa hai môi nối kề nhau;

R_0 - cường độ tính toán khi nén của BT.

Khi trong bản BTCT ứng suất thay đổi σ_B sẽ gây ra biến dạng trong phần thép của mặt cắt liên hợp, trị số biến dạng đó nếu suy ra từ trọng tâm của BTCT sẽ là:

$$\Delta_t = \frac{\sigma_B F_b}{E_b F_{ta}} + \frac{\sigma_B F_b Z}{E_b J_{ta}}$$

trong đó:

F_{ta} , J_{ta} - diện tích và mômen quán tính của dầm thép đối với trục trung hòa của mặt cắt liên hợp;

Z - khoảng cách giữa trọng tâm của bản BT và trọng tâm phần thép.

Cân bằng Δ_b và Δ_t ta tính được σ_B :

$$\sigma_B = \frac{\varphi}{1 + 0,54 + \frac{F_3}{n} \left(\frac{Z^2}{J_{ba}} + \frac{1}{F_{ta}} \right)} \sigma_{bo}$$

Ứng suất mép trên dầm thép:

$$\sigma_t^{tB} = \sigma_B F_b \left(\frac{1}{F_{ta}} + \frac{Z}{W_t^{III}} \right)$$

Ứng suất mép dưới dầm thép:

$$\sigma_t^{dB} = \sigma_B F_b \left(\frac{1}{F_{ta}} + \frac{Z}{W_t^{III}} \right)$$

Khi tính dầm BTCT liên hợp có thể tính tác dụng của từ biến bằng cách đưa vào môđun đàn hồi giả định của BT :

$$E_h = \frac{1 + 0,5\varphi + \frac{F_b}{n} \left(\frac{Z^2}{J_{ta}} + \frac{1}{F_{ta}} \right)}{(1 + \varphi) \frac{F_b}{n} \left(\frac{Z^2}{J_{ta}} + \frac{1}{F_{ta}} \right) + 1 + 0,5\varphi}$$

có thể viết được $E_h = K E_b$

khi tính với tĩnh tải $K = 0,4$

khi tính cơ ngót của BT: $k = 0,5$

3.7.2. ỨNG SUẤT TRONG DẦM LIÊN HỢP DO THAY ĐỔI NHIỆT ĐỘ

3.7.2.1. KHÁI NIỆM

Trong dầm liên hợp dầm thép có tính dẫn nhiệt cao hơn nhiều so với bản BT nên khi nhiệt độ thay đổi dầm thép và bản BT có sự chênh lệch nhiệt độ, chúng sẽ có biến dạng khác nhau do đó sản sinh ra nội lực phụ và ứng suất phụ.

Sự chênh lệch nhiệt độ giữa dầm thép và bản BT phụ thuộc vào vùng khí hậu, tính chất tác dụng của nhiệt độ và cấu tạo kết cấu nhiệt.

Với dầm ngoài bị nắng chiếu, nhiệt độ dầm thép chênh lệch nhiều với bản BT, khi thiết kế có thể lấy chênh lệch là $+30^{\circ}\text{C}$. Với dầm trong chênh lệch ít hơn có thể lấy -15°C .

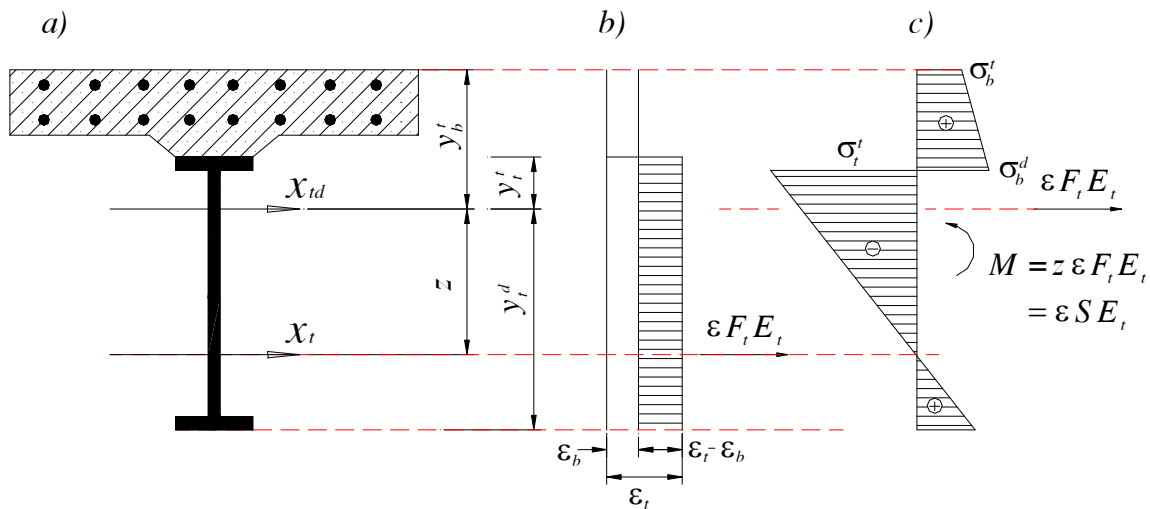
Đối với vùng khí hậu lạnh có tuyết rơi phải xét cả nhiệt độ dầm thép thấp hơn BT, khi đó thường lấy chênh lệch nhiệt độ là -15°C . Tuy nhiên ở Việt nam chỉ có một vài địa phương vùng núi phía Bắc như Sapa đôi khi có điều kiện lạnh như vậy.

Trong bản BT nhiệt độ ở mặt trên và dưới chênh lệch không nhiều, có thể coi theo chiều cao, chiều ngang và chiều dọc cầu nhiệt độ trong bản BT không thay đổi. Trong dầm thép có thể coi là nhiệt độ không thay đổi theo chiều ngang và dọc cầu, còn theo chiều cao thì có thể không thay đổi đối với dầm ở phía trong, hoặc thay đổi do dầm trên bị nắng chiếu chẳng hạn.

Tính ứng suất do thay đổi nhiệt độ dùng hệ số vượt tải là 1,1 và không xét từ biến của BT dưới tác động này.

3.7.2.2. TÍNH ỨNG SUẤT TRONG TRƯỜNG HỢP NHIỆT ĐỘ KHÔNG THAY ĐỔI THEO CHIỀU CAO DẦM THÉP.

Khi nhiệt độ tăng lên trong BT có biến dạng tương đối ξ_b . Trong dầm thép có biến dạng tương đối ξ_t , chênh lệch biến dạng là $\xi_t - \xi_b$. Chính chênh lệch biến dạng này gây ra ứng suất nhiệt trong dầm. Chênh lệch biến dạng $\xi_t - \xi_b = \xi$ tương ứng với ứng suất là ξE_t và nội lực là $N = \xi E_t F_t$ đặt ở trọng tâm mặt cắt phần dầm thép.



Hình 3-8

Chuyển lực N về trọng tâm mặt cắt liên hợp, khi đó phải thêm vào một ngẫu lực có mômen $M=NZ=\xi E_t F_t$; $Z=\xi E_t S$, trong đó S là mômen tĩnh của mặt cắt dầm thép đối với trục trung hòa của mặt cắt liên hợp.

Ứng suất mép trên bản BTCT:

$$\sigma'_b = \frac{1}{n} \left(\frac{N}{F_{td}} - \frac{M}{J_{td}} y'_b \right) = \frac{1}{n} \left(\frac{\xi E_t F_t}{F_{td}} - \frac{\xi E_t S}{J_{td}} y'_b \right) = \xi E_b \left(\frac{F_t}{F_{td}} - \frac{S}{J_{td}} y'_b \right)$$

Ứng suất mép dưới bản BTCT:

$$\sigma_b^d = \xi E_b \left(\frac{F_t}{F_{td}} \pm \frac{\xi S}{J_{td}} y_b^{dt} \right)$$

Trong đó trước số hạng thứ hai lấy dấu - hay cộng tùy theo mép dưới bản BT nằm trên hay dưới trục trung hòa của mặt cắt liên hợp.

Ứng suất mép trên dầm thép. Do dính liền với bản BT mép trên dầm thép không thể giãn tự do, nó chịu ứng suất nén - ξE_t và ứng suất tổng cộng là:

$$\sigma'_t = -\xi E_t + \frac{\xi E_t F_t}{F_{td}} \mp \frac{\xi E_t S}{J_{td}} y'_t = -\xi E_t \left(1 - \frac{F_t}{F_{td}} \pm \frac{\xi S}{J_{td}} y'_t \right)$$

Trước số hạng thứ hai lấy dấu như tính σ_b^d

Ứng suất mép dưới dầm thép:

$$\sigma_t^d = -\xi E_t + \frac{\xi E_t F_t}{F_{td}} \mp \frac{\xi E_t S}{J_{td}} y_t^d = \xi E_t \left(\frac{F_t}{F_{td}} + \frac{\xi S}{J_{td}} y_t^d - 1 \right)$$

Biểu đồ ứng suất vẽ được như trên hình 3-8c.

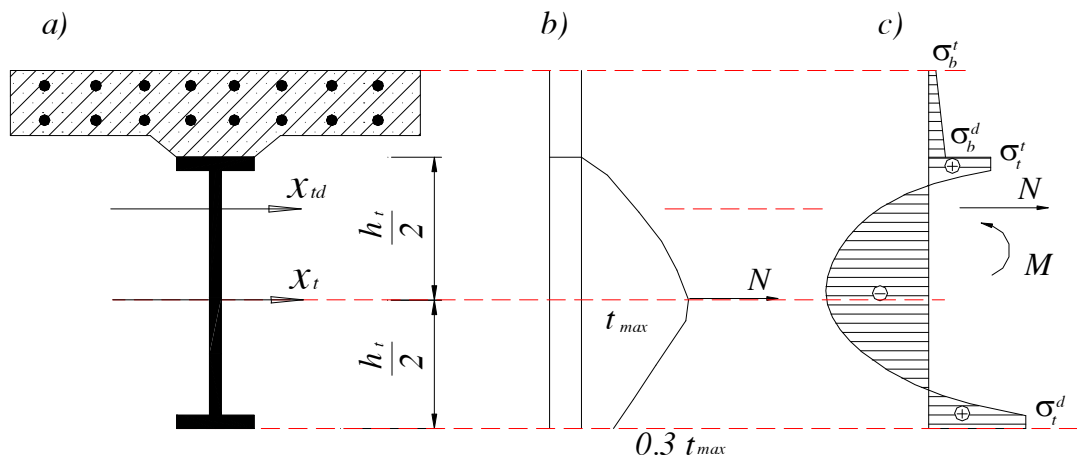
3.5.2.3. TÍNH ỨNG SUẤT TRONG TRƯỜNG HỢP NHIỆT ĐỘ TRONG DẦM THÉP THAY ĐỔI THEO CHIỀU CAO

Quy ước giả thiết nhiệt độ trong dầm thép thay đổi theo luật đường cong (hình 3-9b). Ở mép trên nhiệt độ dầm thép bằng nhiệt độ bản BT, ở giữa chiều cao dầm thép có chênh lệch nhiệt độ lớn nhất t_{max} và ở mép dưới là $0,3t_{max}$.

Do ở chỗ tiếp giáp giữa BT và thép không có chênh lệch nhiệt độ nên:

$$\sigma_t^t = n \sigma_b^d$$

Tương tự như trên ta chuyển $N = \xi E_t F_t$ về trọng tâm mặt cắt tích hợp bằng cách thêm vào một ngẫu lực có mômen $M = \xi E_t F_t Z = \xi E_t S_T$ trong đó F_t là diện tích của mặt cắt dầm thép giả định bị nung chiếu, Z là khoảng cách từ trọng tâm giả định bị nung chiếu đến trọng tâm mặt cắt liên hợp, do đó S_T là mômen tĩnh của mặt cắt giả định bị nung chiếu, đối với trục trung hòa của mặt cắt liên hợp.



Hình 3 - 9

Ứng suất mép trên bản bê tông :

$$\sigma_b^t = \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon E_t F_t}{T_{td}} - \frac{\varepsilon E_t S_t}{J_{td}} y_b^t \right) \text{ Thay } e = a t_{max}$$

ta có :

$$\sigma_b^t = \alpha t_{max} E_b \left(\frac{F_T}{F_{td}} - \frac{S_T}{J_{td}} y_b^t \right)$$

Ứng suất mép dưới bản bê tông :

$$\sigma_b^d = \alpha t_{max} E_b \left(\frac{F_T}{F_{td}} \pm \frac{S_T}{J_{td}} y_b^d \right)$$

Ứng suất mép trên dầm thép :

$$\sigma_t^t = \alpha t_{max} E_t \left(\frac{F_T}{F_{td}} \pm \frac{S_T}{J_{td}} y_t^t \right)$$

Ứng suất mép dưới dầm thép :

$$\sigma_t^d = \alpha t_{max} E_t \left(\frac{F_T}{F_{td}} + \frac{S_T}{J_{td}} y_t^d - 0.3 \right)$$

Diện tích giả định bị nắn chiếu F_T :

$$F_T = 0,8F_V + 0,3F_u$$

trong đó : F_V - diện tích mặt cắt sườn dầm, cánh đứng của thép góc cánh và cả bản đệm đứng nếu có

F_u - diện tích các bản biên và cánh nằm ngang của thép góc cánh dưới.

Mômen tĩnh của mặt cắt giả định bị nắn chiếu:

$$S_T = (0.4h - 0.8y_t^t)F_V + 0.3F_u y_t^d$$

trong đó : y_t^t, y_t^d - khoảng cách từ mép trên và dưới dầm thép đến trục trung hoà của mặt cắt liên hợp.

h - chiều cao sườn dầm.

3.7.3. TÍNH ỨNG SUẤT TRONG DẦM LIÊN HỢP DO CO NGÓT

Phải xét tới ứng suất do co ngót trong tổ hợp phụ

Khi tính ứng suất do co ngót ta giả thiết BT vẫn làm việc trong giai đoạn đàn hồi và do co ngót có tác dụng lâu dài nên phải xét tới từ biến .

Hệ số tải trọng của co ngót là 0 và 1.

Khi không có những số liệu đặc biệt về bê tông thì giá trị tính toán của biến dạng tương đối do co ngót tự do của bê tông có thể lấy như sau:

$$e_c = 2.10^{-4} \text{ đối với kết cấu đổ toàn khối;}$$

$$e_c = 1.10^{-4} \text{ đối với kết cấu lắp ghép.}$$

Xét ảnh hưởng từ biến trong tính toán co ngót của BT cho phép lấy mô đun giả định của BT là $E_h = 0,5 E_b$, dùng mô đun đàn hồi E_h sẽ xét được ảnh hưởng của từ biến trong trường hợp này mà không phải tính toán riêng.

Ứng suất xác định theo các công thức :

$$\text{Trong bê tông : } \sigma_b^c = \varepsilon_c E_c \left(\frac{F_{th}}{F_{td}^c} - \frac{S_{th(td)}^c}{I_{td}^c} \cdot Z_{td} \right);$$

$$\text{Trong dầm thép : } \sigma_t^c = \varepsilon_c E_c \left(\frac{F_{th}}{F_{td}^c} - \frac{S_{th(td)}^c}{I_{td}^c} \cdot Z_{td} - 1 \right);$$

Trong đó : F_{th} - diện tích mặt cắt dầm thép

F_{th}^c và I_{td}^c - diện tích và mômen quán tính của mặt cắt tương đương với môđun đàn hồi của bản E_c ;

Z_{td} - tung độ các điểm của mặt cắt tương đương, lấy dấu dương cho các điểm nằm ở trên trục mặt cắt và lấy dấu âm cho các điểm ở dưới;

$S_{th(td)}^c = F_{th.c}$: mômen tĩnh phân thép của mặt cắt lấy đối với trục trung hoà của mặt cắt tương đương.

Trong công thức trên ứng suất kéo coi là dương và ứng suất nén là âm.

3.8. KIỂM TRA ĐIỀU KIỆN CƯỜNG ĐỘ TRONG TỔ HỢP TẢI TRỌNG PHỤ

Trong tổ hợp phụ phải kể đến ứng suất do chênh lệch nhiệt độ và do co ngót của bê tông.

Khi tính ứng suất do hoạt tải sinh ra hệ số tải trọng phải lấy nhỏ đi, với mỗi hoạt tải chỉ lấy bằng 0.8 hệ số tải trọng tương đương trong tổ hợp chính.

Quy trình 22TCN 18-79 còn quy định trong tổ hợp phụ không xét đến xe bánh XB80 và xe xích.

Trong tổ hợp phụ chỉ cần kiểm tra ứng suất trong dầm thép, không cần kiểm tra ứng suất trong bê tông.

Ứng suất mép trên dầm thép: $\sigma_t^t = \sigma_t^{tI} + \sigma_t^{tII} + \sigma_t^{tB} + \sigma_t^{tm} + \sigma_t^{tc} \leq m_2 R_u$;

Ứng suất mép dưới dầm thép: $\sigma_t^t = \sigma_t^{dI} + \sigma_t^{dII} + \sigma_t^{dB} + \sigma_t^{dn} + \sigma_t^{dc} \leq R_u$;

Trong đó các số hạng ở vế phải lần lượt là ứng suất giai đoạn I, giai đoạn II, do từ biến, do chênh lệch nhiệt độ và do co ngót của bê tông.

3.9. TÍNH TOÁN LIÊN KẾT CÁNH DẦM VÀO SƯỜN DẦM, TÍNH TOÁN MỐI NỐI

Những tính toán về cấu tạo của dầm thép liên hợp với BTCT (tính toán cấu tạo) phần lớn lặp lại các tính toán dầm thép đơn thuần. Dưới đây sẽ nêu một số đặc điểm của những tính toán đó :

3.9.1. ĐẶC ĐIỂM TÍNH TOÁN LIÊN KẾT CÁNH DẦM LIÊN HỢP VỚI SƯỜN DẦM

Lực cắt truyền từ cánh dầm sang sườn dầm (trên 1cm chiều dài) có thể tính theo các công thức :

Đối với biên trên :

$$T = \frac{Q_t^I S_{th,b}^r}{I_{th}} + \frac{(Q_t^{II} + Q_h^{II}) S_{td,b}^r}{I_{td}}$$

Đối với cánh dưới :

$$T = \frac{Q_t^I S_{th,b}^d}{I_{th}} + \frac{(Q_t^{II} + Q_h^{II}) S_{td,b}^d}{I_{td}}$$

trong các công thức trên :

$I_{th}, S_{th,b}^{tr}, S_{th,b}^d$ - mômen quán tính của dầm thép và các mômen tĩnh của cánh trên và cánh dưới đối với trục trung hoà.

$I_{td}, S_{td,b}^{tr}, S_{td,b}^d$ - mômen quán tính của mặt cắt tương đương và các mômen tĩnh của cánh trên và cánh dưới đối với trục trung hoà (gồm cả của bản bê tông với $n = E_t/E_b$).

Sau khi xác định lực trượt trên đơn vị chiều dài đối với cánh trên và cánh dưới, các tính toán tiếp có thể tiến hành theo trình tự như khi tính dầm thép đơn thuần.

Nếu tính toán có xét đến từ biến và ép xít mỗi nối thì lực trượt trong giai đoạn làm việc thứ hai do Q_t^{II} và Q_b^{II} có thể xác định riêng rẽ với các trị số của các đặc trưng hình học T_{td} và S_{td} tính theo $n' = E_t/E_h$ và $n = E_t/E_b$, trong đó E_h là môđun đàn hồi có hiệu.

3.9.2. ĐẶC ĐIỂM TÍNH TOÁN MỐI NỐI DẦM THÉP LIÊN HỢP VỚI BẢN BTCT

Dầm liên hợp trong các cầu hiện đại thường hay dùng nhất loại dầm hàn. Mỗi nối tại nhà máy của những dầm đó thường là mối nối hàn, dùng que hàn và phương pháp hàn đảm bảo cường độ thép mối hàn bằng cường độ thép cơ bản.

Mỗi nối tại công trường của dầm hàn vẫn thường dùng nhất mối nối đinh tán. Trong thời gian gần đây có dùng mối nối bằng bulông cường độ cao rất thuận tiện cho việc lắp ráp.

Trên hình vẽ 3.10 trình bày sơ đồ tính toán tổng quát mối nối tại công trường bằng đinh tán hoặc bulông của dầm hàn (hình vẽ 3.10a). Mỗi nối dầm tán đinh cũng tính toán tương tự.

Khi tính toán sẽ căn cứ vào biểu đồ ứng suất pháp lớn nhất do tổng cộng các biểu đồ trong các giai đoạn làm việc I và II (hình 3.10 b) Các ứng suất xác định theo những công thức cơ bản về kiểm tra ứng suất trong đó có xét đến đặc điểm làm việc của dầm liên hợp theo hai giai đoạn.

Các đặc trưng hình học để dựng biểu đồ s (xem hình 3.10b) phải xác định đối với mặt cắt dầm tại mỗi nối, nghĩa là có sự giảm yếu sườn dầm do lỗ đinh tán hoặc bulông (15%), và với biên dầm là bản bù cũng bị giảm yếu vì lỗ đinh.

Để cho mối nối và mặt cắt có cường độ bằng nhau, sẽ giả thiết tại thớ mép là thớ làm việc nặng nhất (ở dưới hoặc ở trên) ứng suất đạt tới cường độ tính toán R_u , còn thớ kia thì tỷ lệ - R'_u (hình vẽ 3.10c). Biểu đồ quy ước này dùng làm cơ sở cho tính toán.

Nội lực tính toán trong biên dầm: $N_{tr} = \sigma_b^{tr} \cdot F_{tr}$ và $N_d = \sigma_b^d \cdot F_d$

trong đó : $\sigma_b^{tr}, \sigma_b^d$ - ứng suất tại trọng tâm của các biên dầm (hình 3.10c).

F_{tr}, F_d - diện tích mặt cắt giảm yếu của các biên dầm (trong trường hợp này là các bản bù).

Số lượng đinh tán hoặc bulông cường độ cao để liên kết chúng:

$$n_{tr} = \frac{N_{tr}}{m_2 [N_d]} \text{ và } n_d = \frac{N_d}{m_2 [N_d]}$$

trong đó : $[N_d]$ - nội lực nhỏ hơn giữa các nội lực mà một đinh chịu được theo cắt hay ép mặt, hoặc một bu lông chịu được theo tiếp xúc của các mặt tiếp giáp; ở đây dùng bản nối kép và đinh tán cắt hai mặt thì có lợi (xem hình 3.10a);

m_2 : hệ số điều kiện làm việc bằng 1,0 đối với biên chịu nén, và 0,9 đối với biên chịu kéo.

Khi tính toán mỗi nối biên dầm cũng phải tính kích thước của bản nối, diện tích mặt cắt của chúng không được nhỏ hơn diện tích mặt cắt biên dầm tại mỗi nối. Mặt cắt giảm yếu tại mỗi nối phải xấp xỉ bằng mặt cắt nguyên ở ngoài mỗi nối.

Khi mỗi nối có các bản bù phải kiểm tra độ bền của các mối hàn.

Biểu đồ ứng suất ở sườn dầm có tính chất của biểu đồ khi nén lệch tâm, nghĩa là do mômen M_s và lực dọc N_s gây ra. Từ biểu đồ trên hình 3.10c có thể xác định được các trị số của chúng:

$$\left. \begin{aligned} M_s &= \frac{\sigma_s^d + \sigma_s^{tr}}{2} \cdot \frac{I_s}{0.5h}; \\ N_s &= \frac{\sigma_s^d - \sigma_s^{tr}}{2} \cdot F_s; \end{aligned} \right\}$$

Trong đó : $\sigma_s^{tr}, \sigma_s^d$ - ứng suất ở mép dưới và mép trên của sườn dầm.

$$F_s = 0,85h\delta;$$

$$I_s = 0,85 \frac{h^3\delta}{12};$$

0,85 - hệ số giảm yếu của sườn dầm do lỗ đỉnh.

Ngoài ra để thêm an toàn sẽ giả thiết là toàn bộ lực cắt Q tác động tại mỗi nối do đỉnh tán hoặc bulông cường độ cao của mỗi nối sườn dầm chịu cả.

Trên hình 3.10d trình bày nửa bản nối của mỗi nối sườn dầm với các trục tác dụng (M_s, N_s, Q)

Lực tác dụng lên mỗi đỉnh tán của mỗi nối do lực dọc và lực cắt :

$$S_1 = \frac{M_s}{k}; \quad Z = \frac{Q}{k};$$

trong đó : k - số đỉnh tán tại mỗi nối.

Lực tác dụng lên đỉnh tán ngoài cùng do mômen :

$$N_1 = \frac{N_s \cdot y_1}{n \sum y_k^2}$$

trong đó: y_k và y_1 - khoảng cách từ trục trung hoà đến các đỉnh tán và đến đỉnh tán ngoài cùng;

n - số hàng thẳng đứng của đỉnh tán hoặc bu lông trên một nửa bản nối.

Tổng hợp lực trong đỉnh tán ngoài cùng (xem hình 3.10 d):

$$N_{max} = \sqrt{(S_1 + N_1)^2 + Z^2} \leq [N_d]$$

trong đó $[N_d]$ - khả năng chịu lực nhỏ hơn giữa ép mặt và cắt hai mặt của đỉnh hoặc khả năng chịu lực của bulông theo hai mặt tiếp xúc.

3.9.3. KIỂM TRA ỔN ĐỊNH CHUNG CỦA DẦM THÉP BTCT LIÊN HỢP

Sự nguy hiểm về mất ổn định chung của dầm thép - BTCT liên hợp chủ yếu xảy ra trong thời gian thi công, khi dầm thép còn chưa liên kết với bản BTCT. Cho nên kiểm tra ổn định chung cũng tiến hành như khi tính toán dầm thép đơn thuần.

Khi lao trượt, lắp hẫng, chở nổi và lao lắp theo những cách khác, biên trên hoặc cũng có thể là biên dưới sẽ chịu nén, cho nên trong tất cả các bước lắp ráp phải liên kết các dầm lại với nhau từng đôi một hoặc ba đôi một bằng hệ liên kết dọc và ngang chắc chắn, để chiều dài tự do của biên dầm không vượt quá những quy định cho phép.

Trong giai đoạn sử dụng, biên trên của cánh dầm được bản BTCT liên kết chắc chắn không mất ổn định ra ngoài mặt phẳng dầm cho nên trong các dầm giản đơn không tồn tại sự nguy hiểm về mất ổn định.

Dầm liên tục và dầm hẫng trong giai đoạn sử dụng vẫn có thể nguy hiểm do mất ổn định biên dưới tại khu vực chịu mômen âm. Kiểm tra ổn định chung cũng tiến hành như khi tính toán dầm thép đơn thuần.

Đôi khi để đảm bảo ổn định trong quá trình lao lắp, sẽ đặt tạm những liên kết dọc trong mặt phẳng của biên trên dầm, sau khi đã có bản BTCT liên kết biên trên sẽ tháo bỏ đi.

3.9.4. KIỂM TRA ỔN ĐỊNH CỤC BỘ

Các phương pháp tính toán ổn định sườn dầm và gia cố bằng sườn hoặc thép góc tăng cường của dầm liên hợp và dầm thép đơn thuần đều giống nhau. Thường sẽ dựa vào những số liệu thực tế và những chỉ dẫn chung để bố trí các sườn tăng cường, sau đó mới kiểm tra theo điều kiện ổn định có thoả mãn hay không.

Khi kiểm tra sẽ xem xét sự ổn định của các mảnh sườn dầm riêng rẽ nằm giữa các biên dầm, các sườn đứng và các sườn nằm ngang nếu có.

Ở mép các mảnh sườn dầm có những ứng suất tác dụng sau:

a) s ứng suất pháp dọc do mômen M_t^I , M_t^{II} , M_h^{II} , được xác định theo công thức có xét đến tính chất làm việc theo giai đoạn của mặt cắt :

$$\sigma = \frac{M_t^I}{I_t} z_t + \frac{M_t^{II} + M_h^{II}}{I_{td}} z_{td}$$

trong đó : I_t và z_t - mômen quán tính của dầm thép và khoảng cách từ trục trung hoà đến mép mặt cắt.

I_{td} và z_{td} - mômen quán tính của mặt cắt tương đương khi $n = E_t / E_b$ và khoảng cách từ trục mặt cắt đến mép của mảnh sườn dầm.

b) Ứng suất do lực cắt Q_t^I , Q_t^{II} , Q_h^{II} khi không có sườn tăng cường dọc được xác định theo công thức:

$$\tau = \frac{2}{3} \tau_{max} = \frac{2}{3} \left[\frac{Q_t^I \cdot S_t}{I_t \cdot \delta} + \frac{(Q_t^{II} + Q_h^{II}) \cdot S_{td}}{I_{td} \cdot \delta} \right]$$

trong đó: τ_{max} là ứng suất tại trục trung hoà đồng thời để thêm an toàn thì đối với mỗi số hạng nằm trong dấu ngoặc sẽ tính thành phần ứng suất tại trục trung hoà của nó.

Trong công thức trên các đặc trưng hình học cũng xác định trên cùng một cơ sở như trong công thức khi tính ứng suất pháp ở mục a).

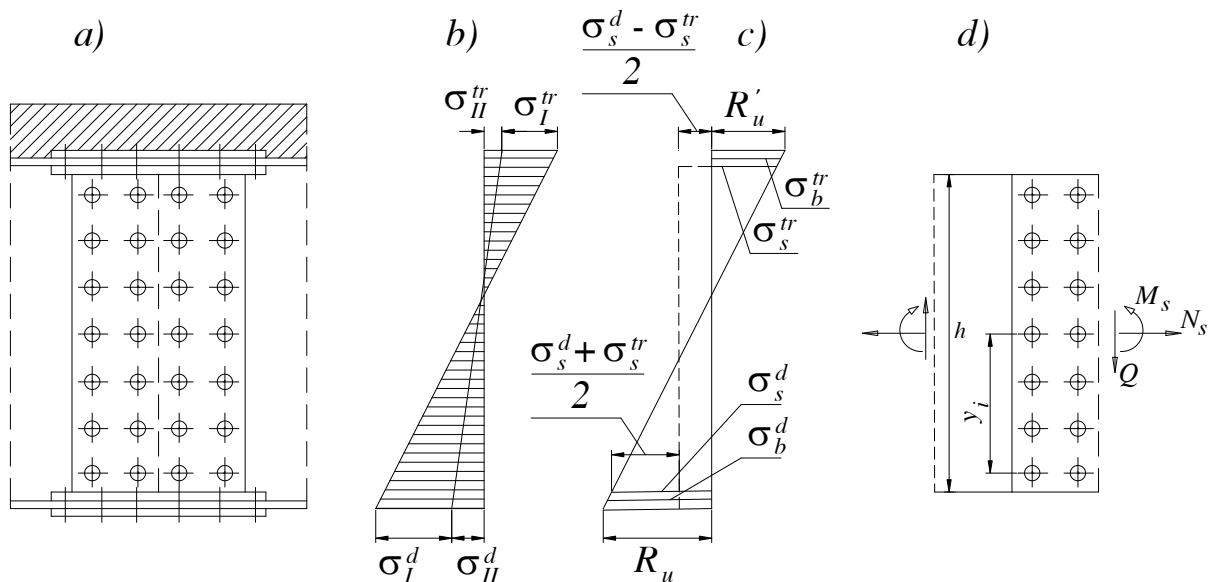
Khi có các sườn tăng cường dọc ứng suất t cũng xác định như khi tính toán dầm thép thuần túy và có xét đến sự làm việc theo giai đoạn của dầm.

c) p - ứng suất ngang do tải trọng tập trung cục bộ tác dụng lên mép trên của sườn dầm ứng suất này tính toán như đối với dầm thép thuần túy.

Sau khi đã có các giá trị của s, t và p tính toán tiếp theo cũng tiến hành như khi tính toán dầm thép thuần túy.

Nếu khi tính toán có kể đến ảnh hưởng của từ biến và ép xít mối nối thì trong các công thức trên ứng suất do M_t^II , Q_t^II , và do M_h^II , Q_h^II xác định riêng rẽ theo các đặc trưng hình học tính với:

$n = E_t / E_h$ và $n = E_t / E_b$, trong đó E_h - môđun đàn hồi có hiệu.



Hình 13.10 Sơ đồ tính toán mối nối dầm thép liên hợp với bản BTCT

3.10. TÍNH TOÁN NEO

Khi dầm liên hợp làm việc chịu uốn, giữa bản BTCT và dầm thép sản sinh nội lực trượt. Nội lực này do phần tĩnh tải thứ hai và hoạt tải tạo nên.

Co ngót của bê tông và nhiệt độ thay đổi chỉ gây ra lực trượt ở các đầu dầm. Trong đoạn dầm còn lại không phát sinh một lực nào.

Trong các hệ siêu tĩnh, do ảnh hưởng của co ngót và từ biến của bê tông, của nhiệt độ thay đổi sẽ xuất hiện lực cắt tại các mặt cắt và do đó cũng gây ra lực trượt giữa bản và dầm thép.

Như vậy lực trượt trên một đơn vị chiều dài giữa bản và dầm thép có thể biểu thị như sau:

$$T_0 = \frac{Q_t^II S_{td}^B}{I_{td}^B} + \frac{Q_h^II S_{td}}{I_{td}} + \frac{Q^c S_{td}^c}{I_{td}^c} + \frac{Q^T S_{td}}{I_{td}};$$

trong đó:

Q_t^{II} - lực cắt do phần tĩnh tải thứ hai;

Q_h^{II} - lực cắt do hoạt tải;

Q^c và Q^T - lực cắt do co ngót và nhiệt độ thay đổi, chỉ có trong các hệ siêu tĩnh và khi tính toán với tổ hợp phụ các tải trọng;

I_{td}^B và S_{td}^B - mômen quán tính của mặt cắt liên hợp và mômen tĩnh của bản đối với trục mặt cắt liên hợp khi có xét tới từ biến qua môđun đàn hồi có hiệu E_h .

I_{td}^c và S_{td}^c - cũng như trên nhưng xét từ biến ảnh hưởng đến co ngót qua môđun đàn hồi giả định E_c .

Các ký hiệu khác như trên.

Nếu các neo bố trí cách nhau trên chiều dài dầm với khoảng cách là a_0 (hình 3-11a), nội lực tác dụng lên neo sẽ bằng :

$$T = T_0 \cdot a_0$$

Do co ngót của bê tông và do nhiệt độ thay đổi tại các đầu dầm xuất hiện lực trượt có trị số :

$$\text{Do co ngót: } T_c = \sigma_b^c F_b - \sigma_a^c F_a ;$$

$$\text{Do nhiệt độ thay đổi: } T_T = \sigma_b^T F_b - \sigma_a^T F_a ;$$

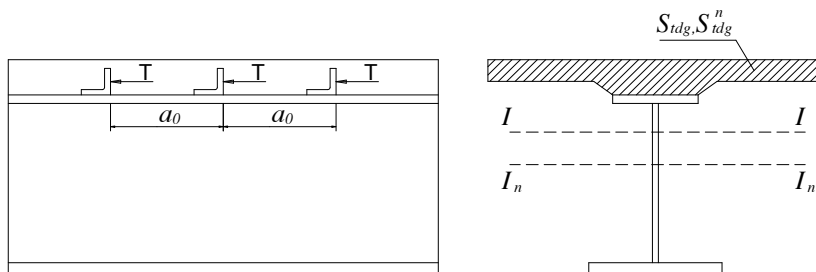
trong đó :

s_b^c, s_a^c - ứng suất ở mức trọng tâm bản bê tông và ứng suất trong cốt thép do co ngót gây ra;

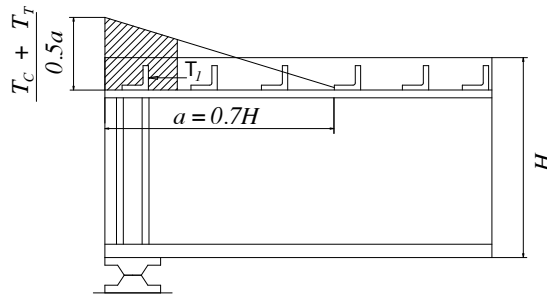
s_b^T, s_a^T - ứng suất ở mức trọng tâm bản bê tông và ứng suất trong cốt thép do nhiệt độ thay đổi gây ra;

F_b, F_a - diện tích mặt cắt bản bê tông và cốt thép đặt trong bản.

Lực trượt này được xem là phân bố theo hình dạng tam giác trên chiều dài $a = 0,7H$, trong đó H là chiều cao mặt cắt liên hợp (hình 3-11b)

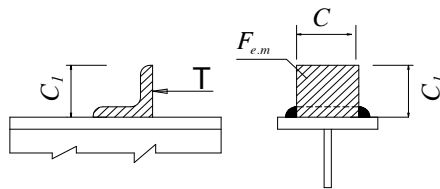


Hình 3-11a

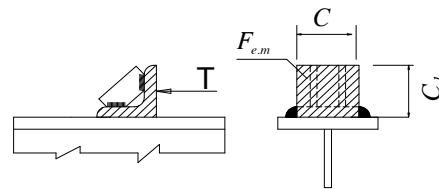


Hình 3- 11b

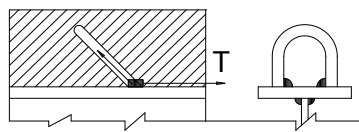
Lực trượt do co ngót bê tông và nhiệt độ thay đổi chỉ phân phối lên các neo ở đầu dầm trên đoạn a, và như vậy các neo này sẽ chịu lực tổng cộng do lực đó và lực do tải trọng đã nói ở trên.



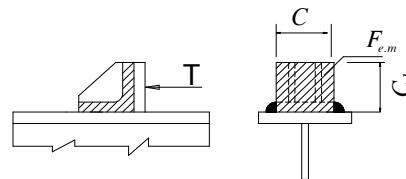
Hình 3-11c



Hình 3-11e



Hình 3 -11 d



Hình 3 - 11 g

Sự co ngót của bê tông và nhiệt độ thay đổi còn gây ra lực bóc bản bê tông khỏi dầm thép ở các đoạn đầu dầm. Trị số của các lực này xác định theo công thức nửa thực nghiệm sau đây :

- Do co ngót : $V_c = 2 \frac{e}{a'} T_0$;

- Do nhiệt độ thay đổi : $V_T = 2 \frac{e}{a'} T_T$;

trong đó :

a' - trị số lớn hơn giữa a (=0,7H), b và c (là bề rộng cánh bản tham gia chịu lực).

e - Khoảng cách từ trọng tâm bản đến mép trên của dầm thép.

Các ký hiệu khác như trên.

Các lực bóc V_c và V_t được coi là phân bố theo qui luật tam giác ở đoạn đầu dầm và trên chiều dài là $0,35a'$.

Ngoài ra nếu trong kết cấu liên hợp còn sử dụng ứng suất trước hoặc điều chỉnh nội lực thì khi tính toán lực trượt cũng phải xét đến ảnh hưởng của chúng.

Trong tính toán neo cứng liên kết bản mặt cầu với dầm thép, trước tiên phải kiểm tra ép mặt của bê tông tại mặt tiếp xúc với neo theo công thức :

$$\frac{T}{F_{em}} \leq R_{e.m} ;$$

trong đó : $F_{e.m}$ - diện tích ép mặt của neo, thường lấy bằng diện tích toàn bộ bề mặt đứng $F_{e.m} = C.C_1$ (hình 3 - 11c và 3-11d).

Nếu cánh đứng của neo không thật cứng thì nên coi các góc trên của cánh neo không tham gia truyền lực để tăng thêm phần an toàn (hình 3-11g) khi đó :

$$F_{e.m} = C.C_1 - \frac{C}{4} \cdot \frac{C_1}{2} = \frac{7}{8} \cdot C.C_1 \approx 0,85C.C_1 ;$$

Cường độ tính toán của bê tông khi chịu ép mặt lấy bằng $R_{e.m} = 1.6 R_b$ đối với cầu ô tô và $R_{e.m} = 1,5k.R'_b$. ở đây R_b là cường độ tính toán của bê tông khi chịu ép đúng tâm, $k.R'_b$ là cường độ tính toán về mỗi của bê tông khi chịu ép đúng tâm.

Ngoài kiểm tra ép mặt của bê tông, cần phải tính toán về độ bền của chính bản thân neo và sự liên kết neo vào biên dầm thép.

Neo có thể bố trí cách đều nhau trên chiều dài dầm, hoặc phân bố theo biểu đồ lực trượt : tại gối bố trí sát nhau hơn, còn tại phần giữa nhịp bố trí thưa hơn. Cách thứ nhất thường áp dụng cho những trường hợp bản mặt cầu lắp ghép, cách thứ hai dùng khi bản mặt cầu đúc toàn khối tại chỗ.

Khi sử dụng loại neo mềm, mỗi neo cũng truyền một lực trượt T. Tuy thành phần lực kéo Z trong mặt cắt neo nhỏ hơn T, nhưng vẫn dùng toàn bộ lực T để tính chọn mặt cắt của neo (hình 3-11c).

Khả năng chịu lực của neo theo điều kiện dính kết của bê tông xác định bằng các công thức nửa thực nghiệm sau đây:

$$[T] = R_a \cdot F_a \cos \alpha + 100 \cdot d_a^2 \sqrt{R_b} \sin \alpha ;$$

$$\text{hoặc : } [T] = R_a F_a (\cos \alpha + 0.8 \sin \alpha) ;$$

trong đó :

d_a và F_a - đường kính và diện tích mặt cắt thanh thép tròn dùng làm neo, đo bằng cm và cm^2 ;

α - góc nghiêng của neo với mặt biên dầm (thường dùng $\alpha = 45^\circ$);

R_a và R_b - cường độ tính toán của thép dùng làm neo và của bê tông khi chịu nén đúng tâm.

Nếu neo làm **doãng ra trong** mặt bằng nữa thì trong các công thức trên sẽ thay $\cos a = \cos a \cdot \cos b$, trong đó b là góc giữa hình chiếu bằng của neo và phương lực trượt T.

*** Tính neo liên kết bằng bu lông cường độ cao**

Khả năng chống trượt tại mối liên kết kiểm tra theo các công thức:

Với liên kết ma sát: $T \leq S = 0,78 f (N - N_m)$;

Với liên kết bulông và dán: $T \leq S = 0,02 F_d + 0,9(N - N_m) - 4,5 \frac{(N - N_m)^2}{F_d}$;

trong đó : T - lực trượt tại mối liên kết quy cho một bulông cường độ cao, Tấn.

S - khả năng chịu lực của một bulông cường độ cao về trượt tại mối liên kết, Tấn;

N - nội lực căng trong bulông lấy bằng 20 Tấn cho một bulông đường kính 22mm, và 24 Tấn cho bulông đường kính 24mm;

N_m - lực căng mất mát do từ biến của bê tông (vữa) và các nhân tố khác tính ra, Tấn;

f - hệ số ma sát của bê tông trên thép lấy bằng 0,6 đối với mối liên kết dùng vữa xi măng, và 0,45 - mối liên kết khô;

F_d - diện tích dán quy ra cho một bulông cường độ cao, cm²;

3.11. KẾT CẤU NHỊP LIÊN TỤC

Ưu điểm chính của kết cấu nhịp đơn giản là chế tạo và lắp ráp tương đối dễ dàng. Song khi tăng khẩu độ thì ứng lực trong dầm tăng lên. Để giảm nhẹ các mạ và đảm bảo độ cứng thẳng đứng cần phải tăng chiều cao của dầm chủ. Nhưng khi đó kết cấu sẽ phức tạp vì phải bố trí mối nối nằm ngang cho bản bụng và phải đặt trên nhiều thanh tăng cường để đảm bảo tính ổn định cho bản bụng, do đó làm cho hình thức bề ngoài của dầm xấu đi. Một trong những biện pháp có hiệu quả để khắc phục những khó khăn đó là dùng các hệ dầm liên tục.

Như ta đã biết, mômen dương tính toán trong dầm liên tục thấp hơn nhiều so với trong dầm đơn giản tương tự. Sự giảm mômen tính toán cho phép có được mặt cắt kinh tế hơn và cho phép tăng lên một cách đáng kể khả năng vượt khẩu độ của dầm. Dầm liên tục còn có những ưu điểm như độ cứng lớn, độ võng điều hoà và điều kiện thuận lợi cho lắp hẫng và kéo dọc. Khuyết điểm chủ yếu của dầm liên tục là ứng lực thay đổi trong các mặt cắt khi mô men lún không đều. Trong ngành xây dựng cầu đã sử dụng nhiều loại kết cấu móng hiện đại, đảm bảo khả năng phòng ngừa độ lún lớn. Sẽ cũng biết được các loại cấu tạo của gối có thể điều chỉnh được chiều cao của nó trong thời kỳ khai thác. Do đó, vấn đề lún và hậu quả của nó trong điều kiện hiện nay có thể xác định được một cách khá chính xác và không gây cản trở cho việc phổ biến rộng rãi các hệ dầm liên tục.

Hiệu quả lớn nhất của dầm liên tục là giảm được mô men dương tính toán do tĩnh tải so với dầm đơn giản tương tự. Đối với dầm đơn giản, tĩnh tải tăng cùng với sự tăng lên của khẩu độ, song đối với dầm liên tục thì khẩu độ càng dài, hiệu quả càng lớn.

Do tỷ số giữa tĩnh tải và hoạt tải trong cầu ô tô thường lớn hơn trong cầu đường sắt nên đa số các trường hợp hệ dầm liên tục trong cầu ô tô có hiệu quả lớn hơn.

Trong hệ dầm liên tục có khẩu độ bằng nhau, mômen dương ở các nhịp đầu lớn hơn nhiều so với nhịp giữa. Vì vậy khi bố trí các nhịp của hệ dầm liên tục thì nên để các nhịp đầu có khẩu độ bé hơn các nhịp giữa.

Điều kiện làm việc có lợi của các trụ giữa của kết cấu nhịp liên tục trong nhiều trường hợp cho phép dùng các giải pháp kinh tế hơn. Trong các cầu nhiều nhịp có kết cấu nhịp đơn,

trên mỗi trụ phải bố trí hai gối, bề mặt mũ trụ xác định từ điều kiện bố trí hai gối và hai đầu mút của kết cấu nhịp. Đối với kết cấu nhịp liên tục chỉ cần đặt một gối. Với kết cấu nhịp đơn giản và khi tải trọng có trên một nhịp, do vị trí tải trọng đặt lệch tâm nên trụ làm việc theo nén và uốn, còn với kết cấu nhịp liên tục, không phụ thuộc vào vị trí đặt tải trọng, nó truyền lên trụ đúng tâm và trụ làm việc theo nén dọc trụ.

3.12. ĐIỀU CHỈNH NỘI LỰC TRONG CẦU LIÊN HỢP

Trong ngành xây dựng cầu sẽ đã sử dụng một cách rộng rãi các kết cấu mà trong đó, bằng cách này hay cách khác đã tạo ra nội lực ban đầu tác dụng không đổi, ngược chiều với nội lực phát sinh do tải trọng khai thác. Tổng nội lực do tải trọng khai thác và tải trọng ban đầu giảm xuống rất nhiều, nó mở ra khả năng tạo được những kết cấu có hiệu quả nhất. Khi điều chỉnh nội lực trong kết cấu nhịp dầm liên hợp thép – BTCT, sẽ cố gắng cho bản tham gia làm việc cả ở vùng mô men âm. Có nhiều phương pháp điều chỉnh nội lực bằng trình tự lắp ráp đặc biệt, bằng cách đưa kết cấu vào làm việc theo từng giai đoạn với sự thay đổi sơ đồ tĩnh, bằng cách xếp tải ở những đoạn nhất định, bằng cách nâng hoặc hạ cao độ gối, bằng phương pháp dự ứng lực cùng với việc sử dụng kim loại cường độ cao v.v...

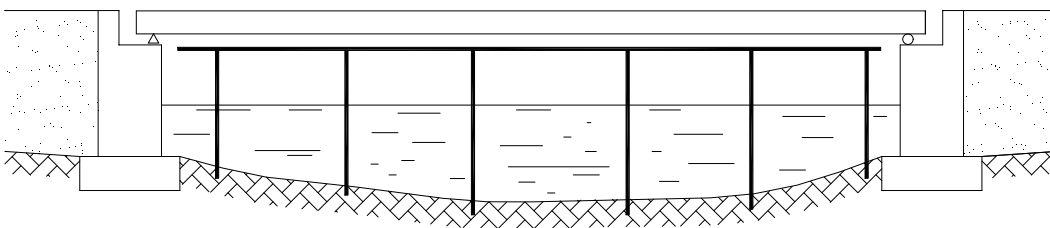
Trong cầu dầm liên hợp mặt cắt dầm thép chịu toàn bộ tĩnh tải phần I, mặt cắt liên hợp chịu tĩnh tải phần II và hoạt tải. Mục đích của điều chỉnh nội lực là để cho mặt cắt liên hợp tham gia chịu tĩnh tải giai đoạn I để giảm bớt mặt cắt dầm thép, hạ giá thành công trình.

Đối với cầu liên hợp liên tục, ở lân cận gối trung gian có sự xuất hiện mômen âm. Bê tông bản mặt cầu chịu kéo, ảnh hưởng xấu đến tình trạng làm việc của dầm, có thể phát sinh các vết nứt. Vì vậy cần thiết phải giảm bớt hoặc triệt tiêu ứng suất kéo trong bê tông.

3.12.1. DẦM GIẢN ĐƠN

Các biện pháp điều chỉnh

3.12.1.1. ĐIỀU CHỈNH NỘI LỰC BẰNG ĐÀ GIÁO LIÊN TỤC



Hình 3.12

3.12.1.1.1. Trình tự thực hiện

- Làm đà giáo liên tục ở dưới vị trí kết cấu nhịp
- Lắp dầm thép trên đà giáo liên tục
- Làm ván khuôn, đặt cốt thép, đổ bê tông bản mặt cầu hoặc lắp đặt bản mặt cầu khi dùng bản lắp ghép, đổ bê tông bịt lỗ neo và đổ bê tông các mối nối.
- Sau khi bản mặt cầu đã liên kết với dầm thép mới tháo dỡ ván khuôn, đà giáo. Như vậy toàn bộ tĩnh tải phần I phần II đều do mặt cắt liên hợp chịu, nhờ vậy có thể giảm khối lượng thép. Trong trường hợp này ngay từ khi thiết kế đã bố trí cánh trên nhỏ hơn nhiều so với cánh dưới.

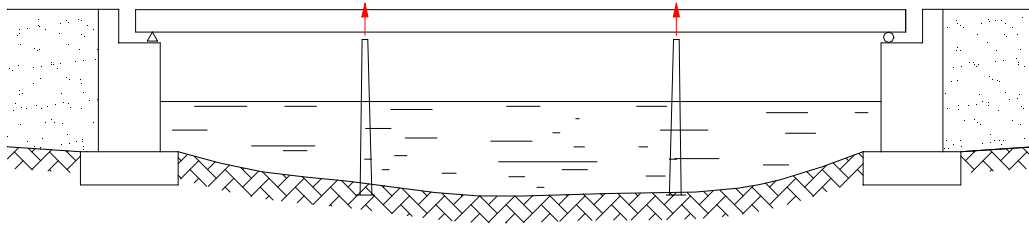
- Tiếp tục thực hiện các công việc khác (lớp phủ mặt cầu, lề cho người đi bộ...).

3.12.1.1.2. Ưu, nhược điểm

- Biện pháp này rất đơn giản, dễ thực hiện nhưng tốn công và vật liệu làm đà giáo vì vậy chỉ thích hợp với các trường hợp :

- + Tĩnh không nhỏ
- + Mực nước thấp hoặc cầu làm xong mới đào sông

3.12.1.2. ĐIỀU CHỈNH NỘI LỰC BẰNG TRỤ TẠM

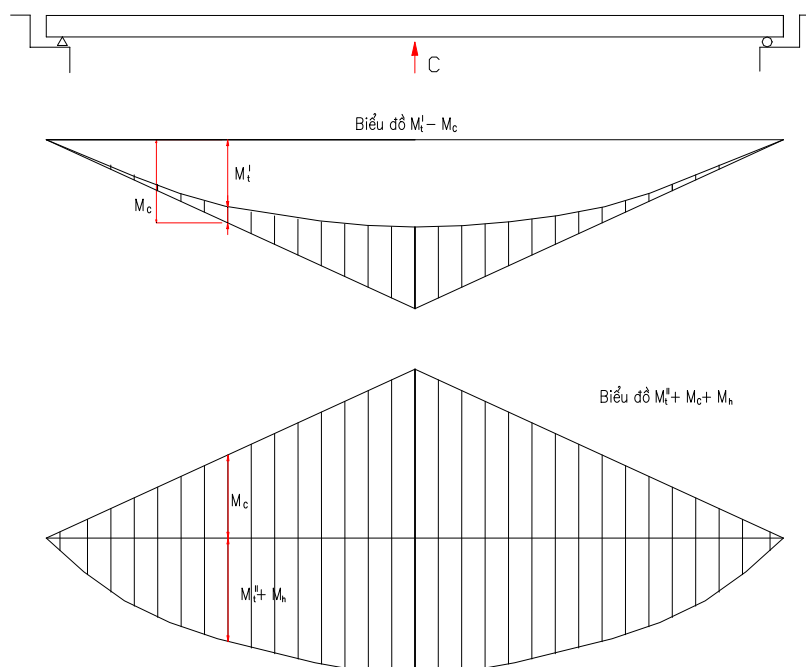


Hình 3.13

3.12.1.2.1. Trình tự thực hiện

- Làm trụ tạm (có thể bố trí 1 hoặc 2 trụ tạm)
- Lắp dầm thép trên trụ tạm
- Kích dầm ở vị trí trụ tạm, nếu lực kích lớn phải chất tải hai đầu cầu (cũng có thể không kích)
- Làm ván khuôn đổ bê tông bản mặt cầu hoặc lắp bản mặt cầu
- Sau khi bê tông và thép liên kết chặt chẽ mới tháo dỡ trụ tạm
- Khi còn trụ tạm do có mômen âm ở mặt cắt trên trụ nên sau khi dỡ trụ tạm mômen âm sẽ làm giảm giá trị mômen dương ở các mặt cắt điều chỉnh nội lực.

3.12.1.2.2. Nguyên tắc tính toán



Hình 3.14

Ở đây biểu đồ mômen trong giai đoạn I là hiệu số các biểu đồ mômen do tĩnh tải g_1 và do phân lực C:

$$M_x = \frac{g_1}{2}x(1-x) - \frac{C}{2}x$$

Sau khi thi công bản và liên kết cho chúng cùng làm việc với dầm thép sẽ thôi kích. Làm như vậy có tác dụng như đặt vào kết cấu một lực C hướng từ trên xuống dưới.

Biểu đồ mômen trong giai đoạn II sẽ là tổng cộng mômen do lực C, do tĩnh tải g_2 và hoạt tải

Cách điều chỉnh như thế cho phép truyền tác dụng phần tĩnh tải lên dầm trong giai đoạn I sang giai đoạn II khi bản đã cùng tham gia chịu lực cùng với dầm.

Kiểm tra ứng suất trong các mặt cắt dầm phải tiến hành theo các công thức sau :

Trong dầm thép :

$$\sigma_t = \pm \frac{M_t^I - M_c}{I_t} z_t \pm \frac{M_t^{II} + M_c}{I_{td}'} z_{td}' \pm \frac{M_h}{I_{td}}$$

Trong bản bê tông:

$$\sigma_b = \pm \frac{M_t^{II} + M_c}{n'I_{td}'} z_{td}' \pm \frac{M_h}{nI_{td}} z_{td}$$

trong đó:

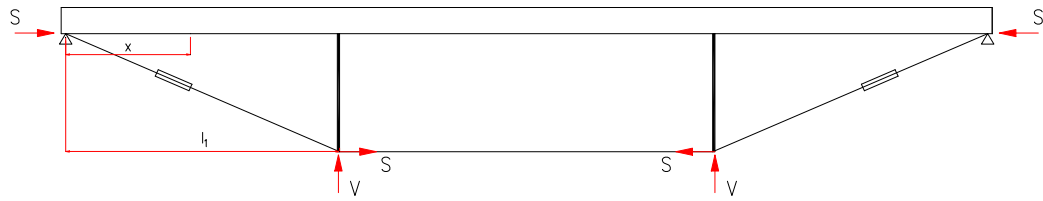
I_t, I_{td}, I_{td}' - mô men quán tính của dầm thép, của mặt cắt liên hợp tương ứng với

$$n = \frac{E_t}{E_b} \quad \text{và của mặt cắt liên hợp tương ứng với } n' = \frac{E_t}{E_h}$$

z, z_{td}, z_{td}' - khoảng cách từ trục trung hoà của các mặt cắt tương ứng đến thớ khảo sát.

- Khi chọn lực kích C phải đảm bảo $C \leq g_1 l$ để các đầu dầm không bị kích bồng lên khỏi gối. Khi cần thiết $C > g_1 l$ có thể tạm thời chắt tải lên các đầu dầm.

3.12.1.3. ĐIỀU CHỈNH NỘI LỰC BẰNG THANH CHỐNG VÀ TĂNG ĐỖ



Hình 3.15

Có thể dùng thanh chống và tăng đờ thay cho biện pháp cầu tạo trụ giữa. Như vậy trong giai đoạn làm việc thứ I ngoài mômen do tải trọng g_1 (M_t^I) tác dụng lên dầm còn có mômen do các lực S và V và chịu lực nén dọc do S.

$$\begin{cases} M^I = M_t^I + M_S^I + M_V^I \\ N = -S \end{cases}$$

trong đó: $M_S^I = -S \cdot e$

$M_V^I = -V \cdot x$ (ở các phần bên của dầm)

$M_V^I = -V \cdot l_1$ (trong phần giữa của dầm)

S - nội lực trong thanh căng (ở đây mang dấu âm vì là lực nén)

$V = S \cdot \tan \alpha$

Trong giai đoạn II sau khi liên hợp bản với dầm và tháo bỏ thanh căng, các mặt cắt sẽ chịu tác dụng:

$$M^{II} = M_t^{II} + S \cdot e + V \cdot x \text{ (hoặc } V \cdot l_1) + M_h$$

$$N = S$$

ứng suất trong phần thép khi đó tính theo công thức:

$$\sigma_t = \pm \frac{M^I}{I_t} z_t - \frac{S}{F_t} \pm \frac{M^{II} - M_h}{I_{td}'} z_{td} \pm \frac{M_h}{I_{td}'} z_{td} + \frac{S}{F_{td}'}$$

ứng suất trong bản bê tông:

$$\sigma_b = \frac{M^{II} - M_h}{n' I_{td}'} z_{td} + \frac{S}{n' F_{td}'} + \frac{M_h}{I_{td}'} z_{td}$$

3.12.2. DÀM LIÊN TỤC LIÊN HỢP

Khi dầm liên hợp liên tục làm việc, ở các gối trung gian xuất hiện mômen âm. Điều này có thể dẫn đến việc xuất hiện vết nứt ở bản bê tông. Việc điều chỉnh ứng suất được áp dụng để

nâng cao tính chống nứt của bản BTCT trong vùng chịu mômen âm cũng như để tiết kiệm thép.

3.12.2.1. ĐIỀU CHỈNH NỘI LỰC BẰNG CÁCH KÍCH NÂNG GỐI TRUNG GIAN

- Đối với sơ đồ 2 hay 3 nhịp thì nên dùng phương pháp kích thẳng đứng bên dưới, tựa trên trụ cố định làm phương pháp chính để tạo ứng suất và điều chỉnh ứng suất.

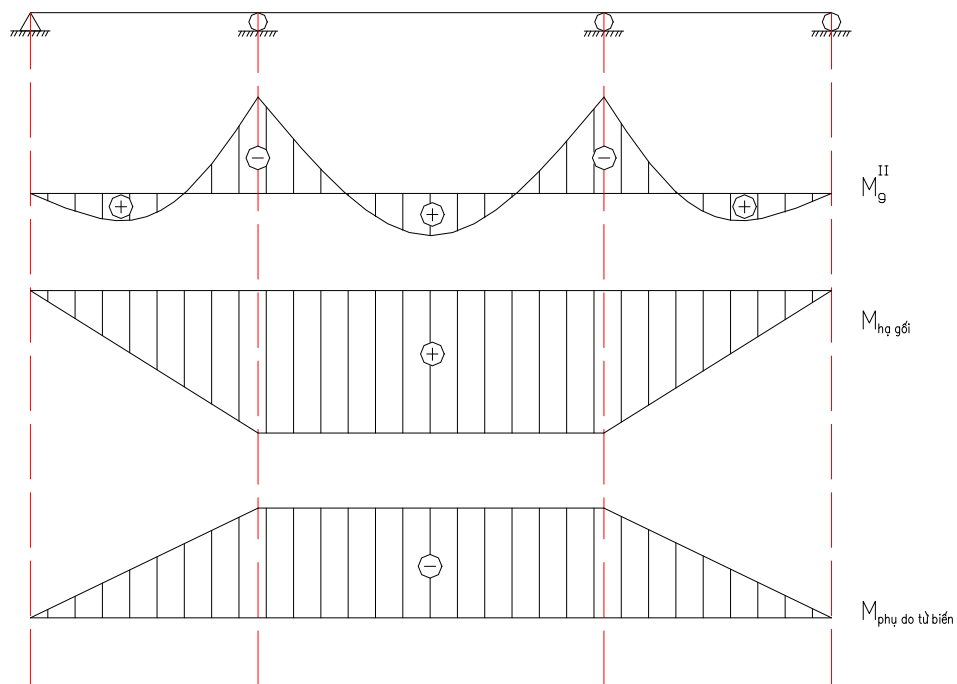
3.12.2.1.1. Trình tự thực hiện

- Lắp dầm thép
- Nâng dầm thép ở vị trí trụ giữa nhờ hệ thống kích
- Tiến hành đổ bê tông mặt cầu
- Sau khi bê tông đông cứng, hạ dầm thép xuống vị trí trụ giữa.

3.12.2.1.2. Nguyên tắc tính toán

Ta cần phải tính toán mức độ nâng gối để giảm bớt, triệt tiêu ứng suất kéo hoặc tạo ra ứng suất nén trong vùng chịu mômen âm.

Ngoài ra cần chú ý đến ảnh hưởng của hiện tượng từ biến, nó gây ra các nội lực phụ trong kết



cấu. Hiện tượng này làm giảm hiệu lực của việc điều chỉnh ứng suất.

Hình 3.16

Phương pháp điều chỉnh ứng suất này không hiệu quả bằng biện pháp kéo cốt thép dự ứng lực bản. Mức độ tạo ứng suất trước khó xác định hơn. Ngoài ra nó còn đòi hỏi những điều kiện lý tưởng về gối bởi nó rất nhạy với bất kỳ một sự lún lệch nào ở vị trí gối.

3.12.2. ĐIỀU CHỈNH ỨNG SUẤT BẰNG CÁCH CĂNG CÁP DỰ ỨNG LỰC TRONG BẢN

Nhờ hệ thống cáp trong bản bê tông, ta có thể tạo được một ứng suất nén trong bản bê tông. Cần phải đảm bảo rằng bản bê tông được bố trí đầy đủ cốt thép trong các vùng neo cáp. Kinh nghiệm cho thấy thường xuất hiện vết nứt ở những vùng này. Để tránh hiện tượng này, ngày nay sẽ có xu hướng tạo dự ứng lực trên suốt chiều dài cầu khi điều kiện cho phép. Tùy theo phương pháp xây dựng có hai kiểu tạo dự ứng lực:

- Biện pháp tạo dự ứng lực trước khi liên kết thép và bê tông:

Trong trường hợp này bản bê tông chưa liên kết với dầm thép, toàn bộ dự ứng lực tác dụng vào mặt cắt bê tông. Sau khi liên kết thép bê tông hình thành, một bộ phận dự ứng lực sẽ truyền sang mặt cắt liên hợp do ảnh hưởng của từ biến gây ra sự xuất hiện mômen phụ trong kết cấu siêu tĩnh.

- Biện pháp tạo dự ứng lực sau khi liên kết thép và bê tông:

Biện pháp này thường được sử dụng với những cầu có bản bê tông đổ tại chỗ. Ưu điểm của biện pháp này là tạo ra trong kết cấu một trạng thái ứng suất đối lập với trạng thái ứng suất gây ra bởi tải trọng. Tuy nhiên dự ứng lực sử dụng trong trường hợp này lớn hơn do nó tác dụng trực tiếp vào mặt cắt liên hợp.

3.12.3. MỘT SỐ GIẢI PHÁP KHÁC

a) Trong những vùng chịu mômen âm, sẽ dỡ bỏ neo liên kết. Mặt cắt làm việc tại vùng chịu mômen âm khi đó chỉ còn mặt cắt dầm thép. Mặt cắt bê tông không tham gia chịu uốn vì vậy bản bê tông tránh được tình trạng làm việc chịu kéo. Để thay thế khả năng chịu lực của bản bê tông cần tăng cường mặt cắt dầm thép ở những vị trí này.

b) Sẽ chấp nhận việc xuất hiện vết nứt trong bê tông vùng chịu kéo. Mặt cắt làm việc còn lại là mặt cắt dầm thép và mặt cắt cốt thép dọc trong bản bê tông. Mặt cắt bê tông coi như không tham gia chịu lực. Trong trường hợp này cần cấu tạo một lớp chống thấm tốt để tránh hiện tượng gỉ cốt thép.