LỜI NÓI ĐẦU

Trong những năm gần đây cùng với sự phát triển của khoa học và công nghệ, lĩnh vực xây dựng cầu ở nước ta cũng liên tục phát triển theo hướng công nghiệp hoá và hiện đại hoá. Các công nghệ xây dựng cầu thép, cầu nhịp lớn ngày càng được hoàn thiện và triển khai ứng dụng rộng rãi trên phạm vi cả nước. Đặc biệt công nghệ chế tạo thép hợp kim, thép cường độ cao phát triển đã thúc đẩy khả năng ứng dụng kết cấu thép nói chung và cầu thép nói riêng vào xây dựng ngày càng phổ biến ở nước ta.

Cùng với sự gia nhập WTO và hội nhập với các nước phát triển trên thế giới, Việt Nam cũng áp dụng nhiều tiêu chuẩn thiết kế và xây dựng khác nhau tùy thuộc vào dự án và nguồn vốn đầu tư. Để đáp ứng nhu cầu của độc giả, đặc biệt là sinh viên chuyên ngành cầu hầm, cầu đường trong các trường đại học, cao đẳng, trung cấp, chúng tôi biên soạn cuốn "Thiết kế cầu thép" với nội dung dựa trên Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-05 của Việt Nam, Tiêu chuẩn AISC, Tiêu chuẩn AASHTO LRFD 2005 của Hoa Kỳ và một số tài liệu tham khảo khác.

Nội dung cơ bản của cuốn sách này bao gồm sáu chương như sau:

Chương 1: Giới thiệu chung về cầu thép

Chương 2: Vật liệu thép

Chương 3: Cơ sở thiết kế cầu thép

Chương 4: Liên kết trong cầu thép

Chương 5: Thiết kế cầu dầm thép

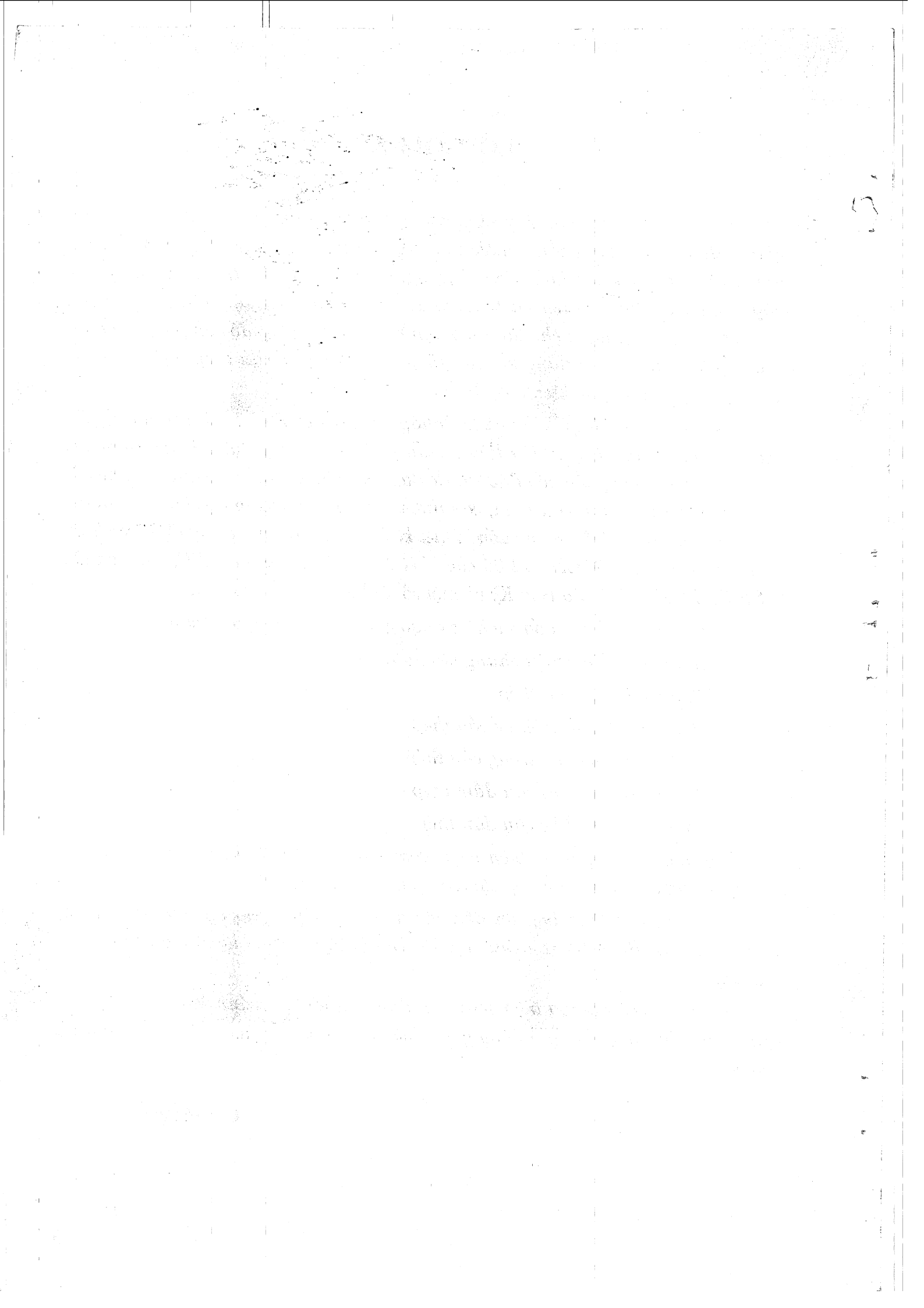
Chương 6: Thiết kế cầu dàn thép

Trong mỗi chương được biên soạn gồm phần lý thuyết kèm theo ví dụ tính toán áp dụng để độc giả dễ tiếp cận và áp dụng vào thực tế.

Tác giả bày tỏ lòng biết ơn đến các đồng nghiệp trong bộ môn Cầu Hầm trường Đại học Bách Khoa - Đại Học Đà Nẵng đã tạo điều kiện hoàn thành tài liệu này.

Do trình độ có hạn và biên soạn lần đầu nên không tránh khỏi thiếu sót và nhầm lẫn, rất mong độc giả đóng góp ý kiến để chúng tôi hoàn thiện cho lần tái bản sau.

Các tác giả



Chương I

GIỚI THIỆU CHUNG VỀ CẦU THÉP

1.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Công trình cầu nói chung được xây dựng hầu hết trên các tuyến giao thông đường bộ và đường sắt để vượt qua các chướng ngại vật tự nhiên như sông, suối, kênh, rạch, đầm lầy, khe sâu... hoặc các chướng ngại vật nhân tạo như các công trình đường bộ, đường sắt, kiến trúc khác được xây dựng ở bên dưới...

Trong đó cầu thép là loại cầu mà kết cấu chịu lực chính chủ yếu được làm bằng vật liệu thép. Cho tới nay cầu thép là loại cầu được sử dụng rộng rãi nhất cho các cầu nhịp trung và nhịp lớn do tính chất ưu việt của vật liệu thép. Đặc biệt ngày nay thép còn được thêm vào các thành phần kim loại quí khác để tạo ra những loại thép hợp kim có tính năng rất tốt, đặc biệt các chỉ tiêu cơ học rất cao và có khả năng chống rỉ tốt hơn, do vậy thép ngày càng trở nên quan trọng, nhất là khi xây dựng các cầu vượt nhịp lớn.

Do thép là vật liệu đẳng hướng và có độ bền cao khi chịu mọi trạng thái ứng suất như kéo, nén, uốn, xoắn... nên có thể dùng cho tất cả các loại cầu khác nhau. Điều này đã tạo nên sự đa dạng và phong phú cho cầu thép như: cầu dầm, cầu giàn, cầu vòm, cầu treo, cầu dây văng, cầu khung và hệ liên hợp...

Đặc biệt thép cường độ cao có khả năng chịu kéo rất tốt nên áp dụng rất hiệu quả trong cầu treo, cầu dây văng, cầu thép dự ứng lực, cầu vòm có thanh căng... giảm được khối lượng kết cấu, tiết kiệm vật liệu, tiết kiệm thép, vượt được nhịp lớn. Điển hình là cầu treo Akashi Kaikyo ở Nhật vượt nhịp 1991m.

Thép vừa có độ bền cao vừa có tính dẻo nên các liên kết được cấu tạo khá đơn giản, sản xuất và lắp ráp khá dễ dàng. Điều này đặc biệt lợi thế với cầu nhịp lớn, vì trong cầu nhịp lớn có thể phân thành các phân tố kết cấu có kích thước và trọng lượng phù hợp với công nghệ thi công, để việc vận chuyển và lắp ráp được dễ dàng thuận lợi. Điều này cũng giúp phát huy tối đa khả năng tiêu chuẩn hoá, định hình hoá và cơ giới hoá từ khâu sản xuất kết cấu trong nhà máy đến khâu vận chuyển và lắp ráp ngoài hiện trường do vậy giảm được thời gian và chi phí xây dựng.

Thép vừa có tính dẻo vừa có tính đồng nhất cao nên sự phân bố lại ứng suất biến dạng rất tốt, có khả năng chịu lực cục bộ tốt, chịu tác động của các tải trọng động tốt.

Thép có độ cứng khá lớn góp phần tăng sự ổn định của kết cấu, đặc biệt trong kết cấu chịu nén, nén uốn đồng thời.

Cầu thép có nhiều ưu điểm song cũng tồn tại một số nhược điểm lớn cần cân nhắc khi áp dụng:

- Giá thành của thép khá cao dẫn tới chi phí cho vật liệu làm cầu thép cao.
- Thép thường gỉ mạnh trong môi trường không khí ẩm, axit, muối... giảm tuổi thọ công trình.
- Chi phi duy tu, bão dưỡng, sơn sửa định kỳ cao.
- Những nghiên cứu để khắc phục các nhược điểm trên đã được triển khai như:
- Sử dụng thép cường độ cao để giảm khối lượng và chi phí.
- Dùng thép hợp kim không gỉ, thép mạ, thép tôi, sơn phủ bảo vệ bằng sơn chống gỉ...

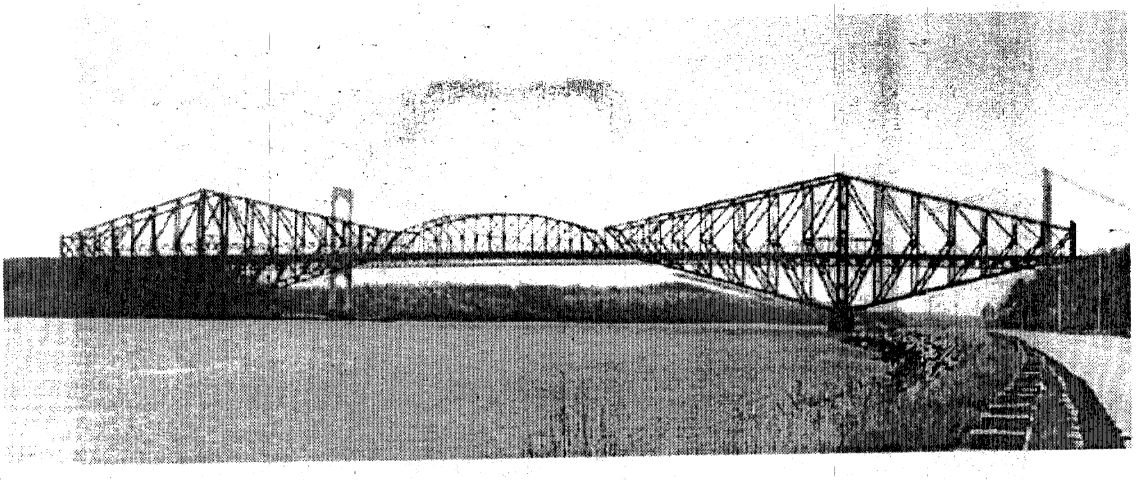
Nhìn chung cầu thép rất đa dạng, phong phú, kết cấu thanh mảnh, vượt được nhịp rất lớn, thời gian thi công nhanh, chi phí trong thi công rẻ song chi phí vật liệu và chi phí trong khai thác khá cao (chi phí sơn, sữa, bão dưỡng cầu...) vì vậy, khi lựa chọn phương án cần có cân nhắc kỹ lưỡng:

- Giá thành xây dựng ban đầu.
- Chi phí khai thác (chi phí sơn ,sữa, bão dưỡng cầu...).
- Qui mô dự án, khả năng xây dựng, tiến độ xây dựng.
- Tác động của môi trường.
- Tuổi thọ công trình.
- Mỹ quan.

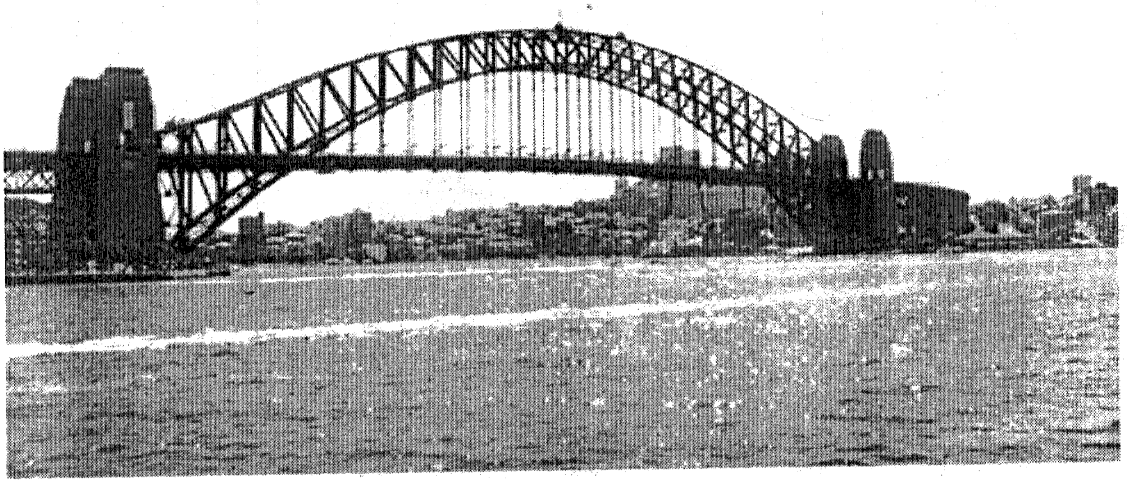
Một số hình ảnh về cầu thép đã được xây dựng trong nước và trên thế giới:



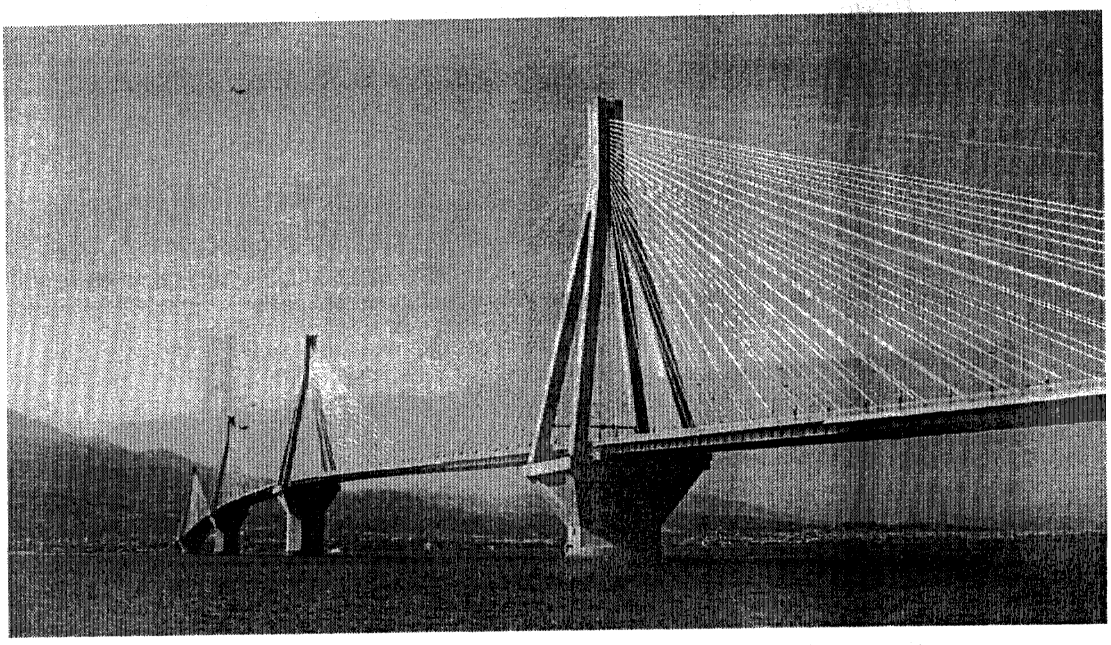
Hình 1.1. *Cầu qua vịnh Forth - Scotland, nhịp chính 521m (1890)*



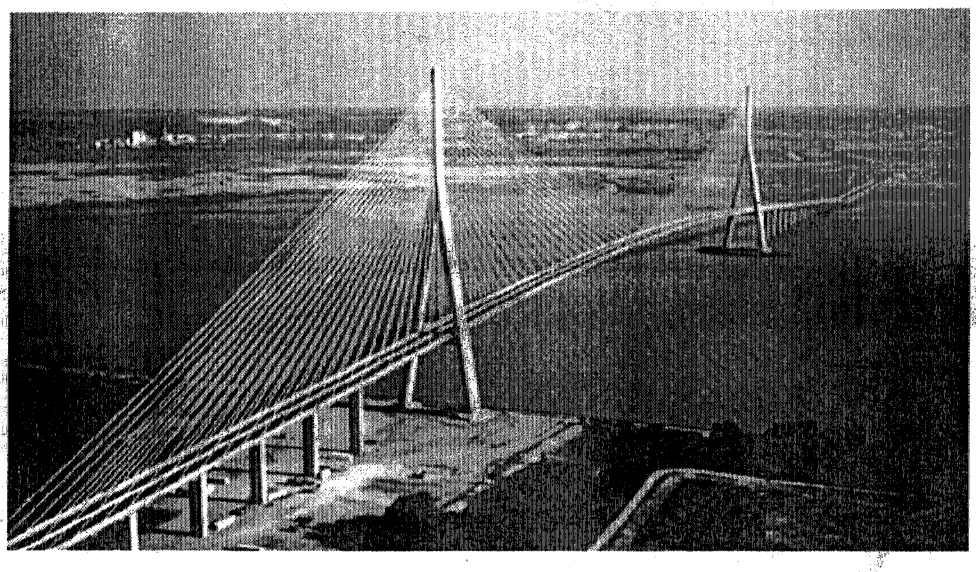
Hình 1.2. *Cầu Quebec - Canada, nhịp chính 549m (1917)*



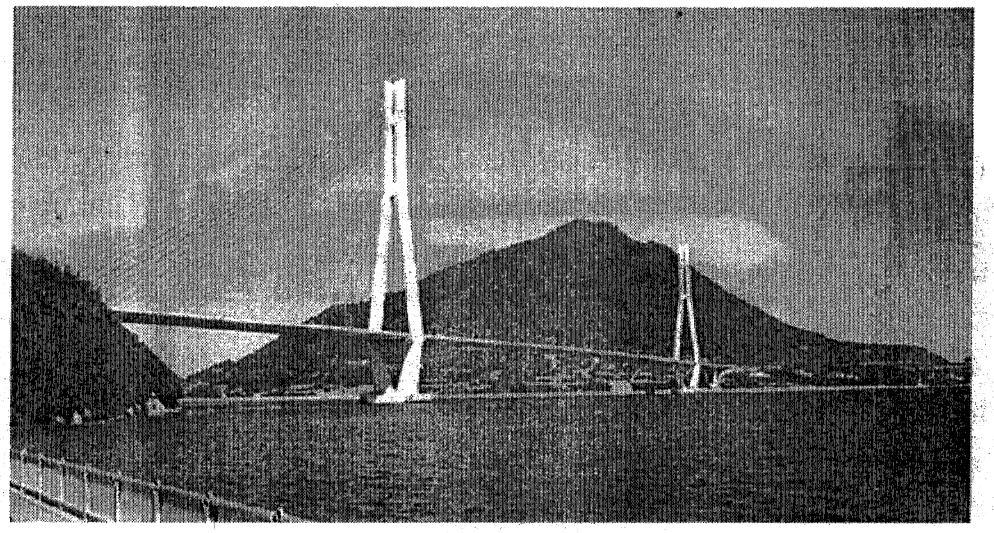
Hình 1.3. *Cầu Sydney - Australia, nhịp chính 503m (1932)*



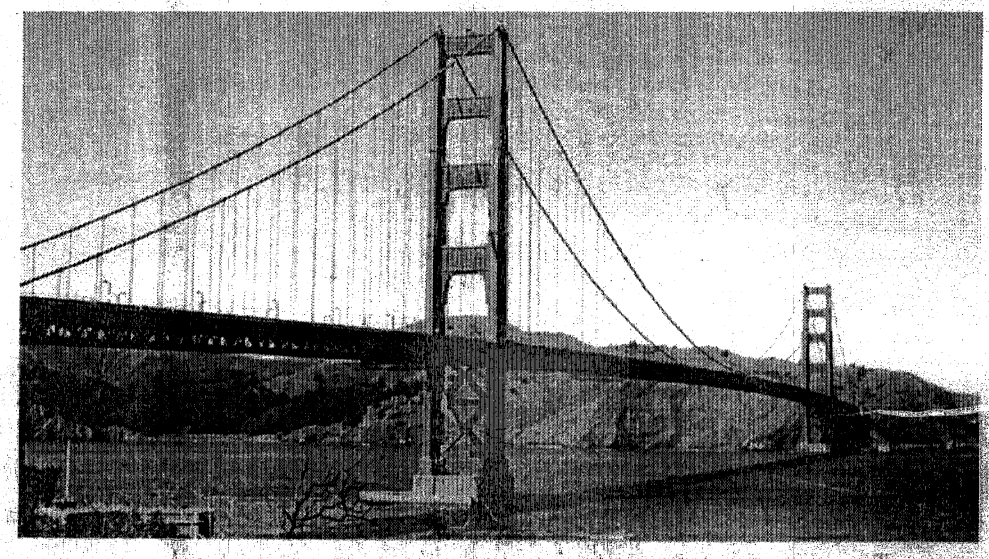
Hình 1.4. *Cầu Rio Antirio - Hy Lạp, nhịp chính 560m (2004)*



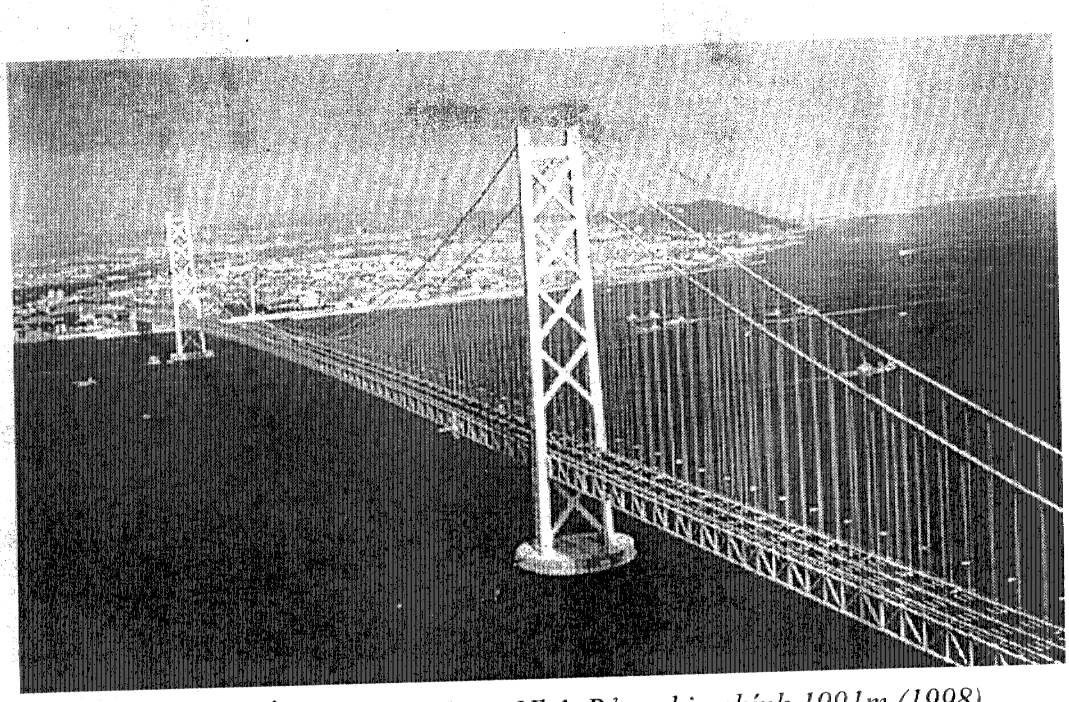
Hình 1.5. *Cầu Normandie – Pháp, nhịp chính 856m (1995)*



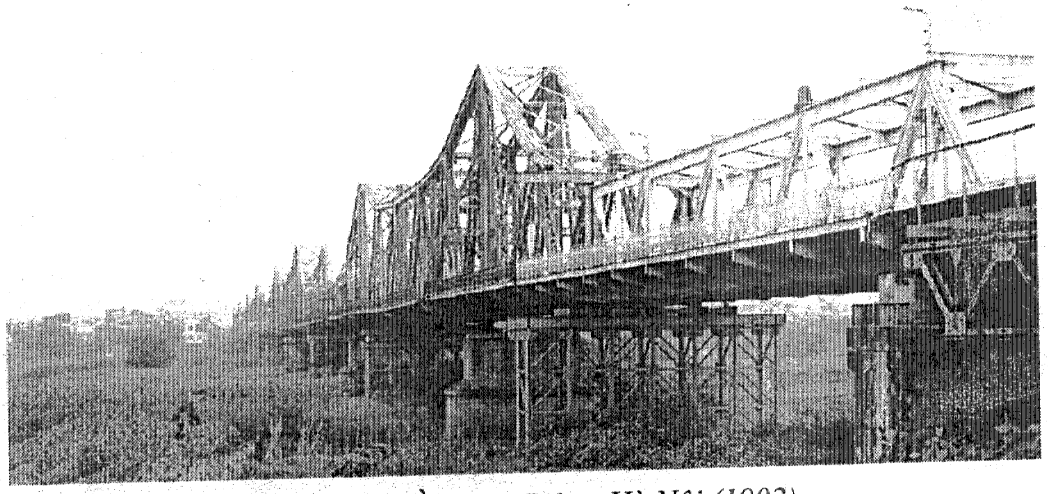
Hình 1.6. *Cầu Tatara - Nhật Bản, nhịp chính 890m (1999)*



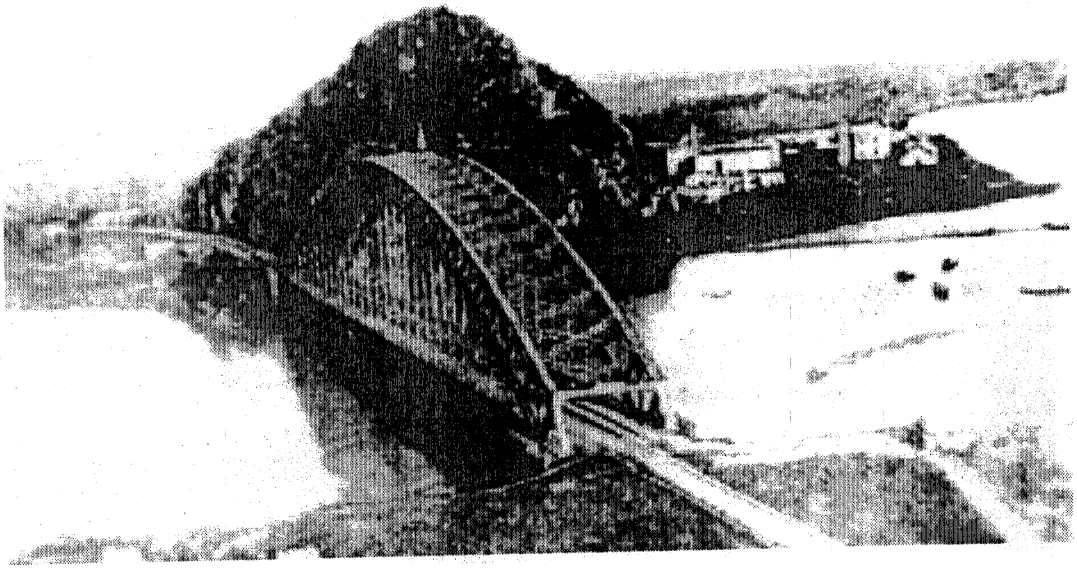
Hình 1.7. *Cầu Golden Gate - Mỹ, nhịp chính 1280m (1937)*



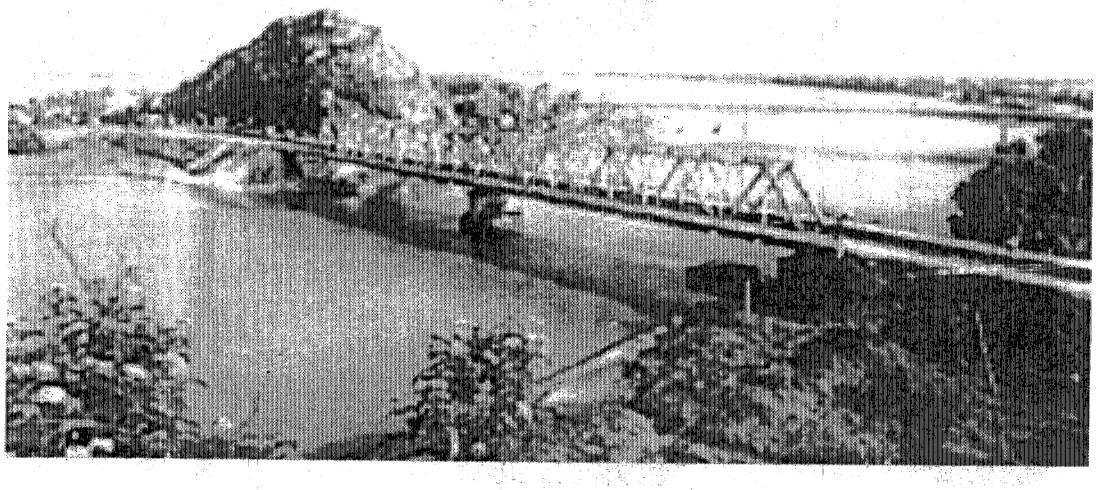
Hình 1.8. Cầu Akashi Kaikyo - Nhật Bản, nhịp chính 1991m (1998)



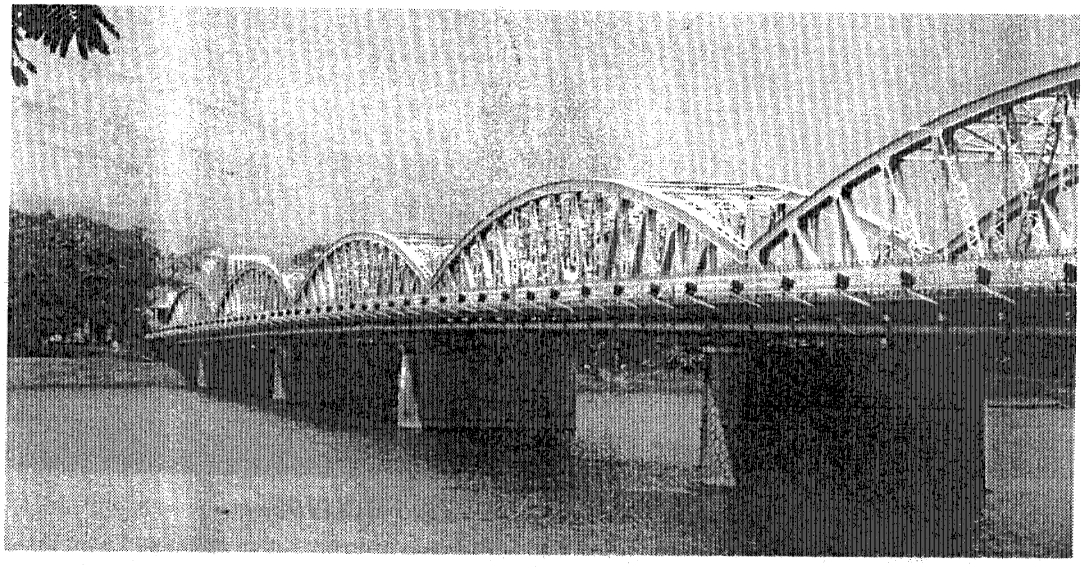
Hình 1.9. Cầu Long Biên - Hà Nội (1902)



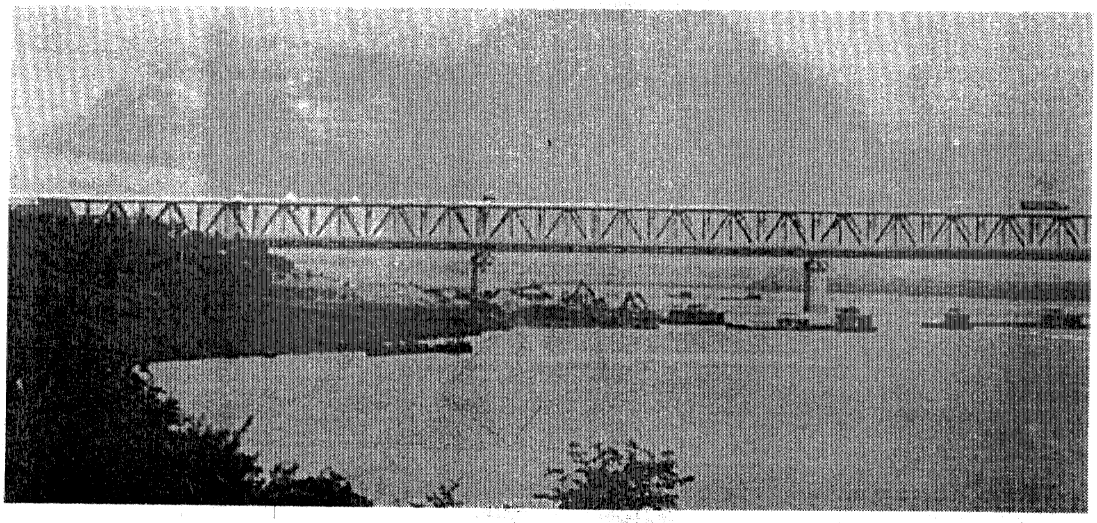
Hình 1.10. Cầu Hàm Rồng - Thanh Hoá (1904)



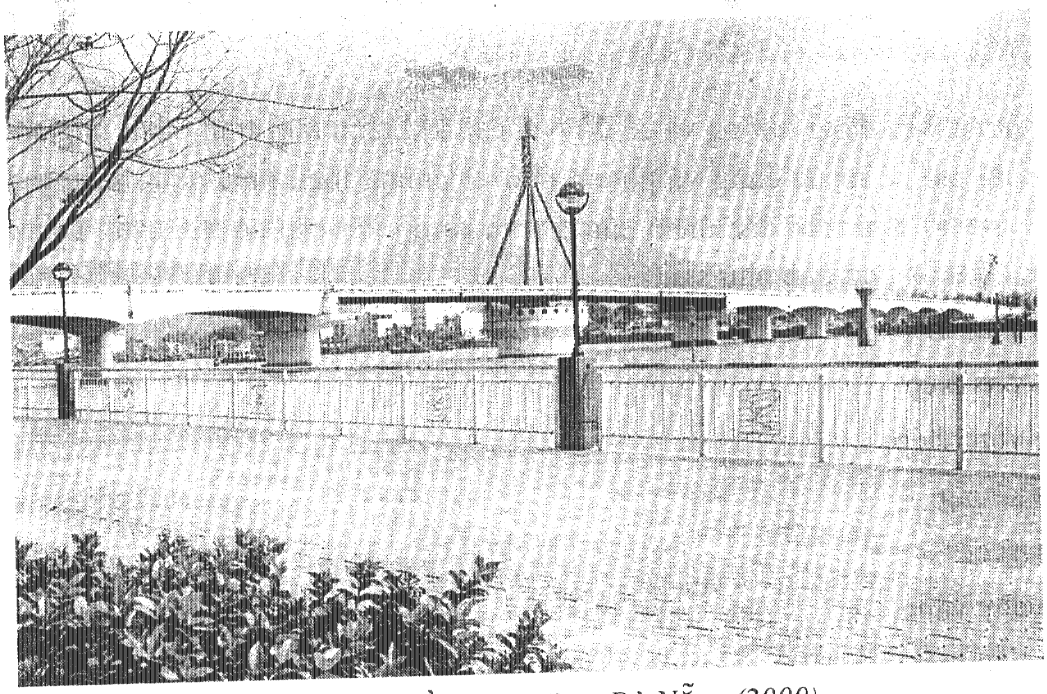
Hình 1.11. *Cầu Hàm Rồng - Thanh Hoá (1964)*



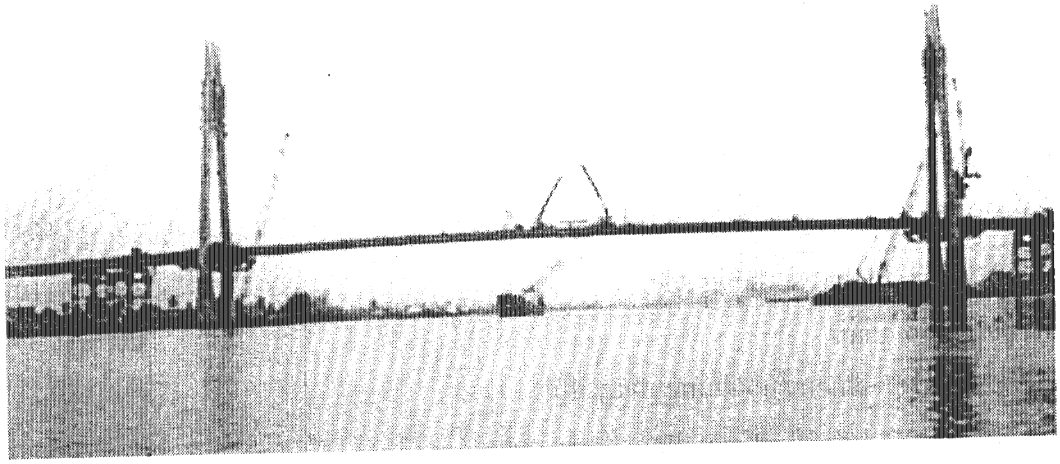
Hình 1.12. *Cầu Tràng Tiền - Huế (1899)*



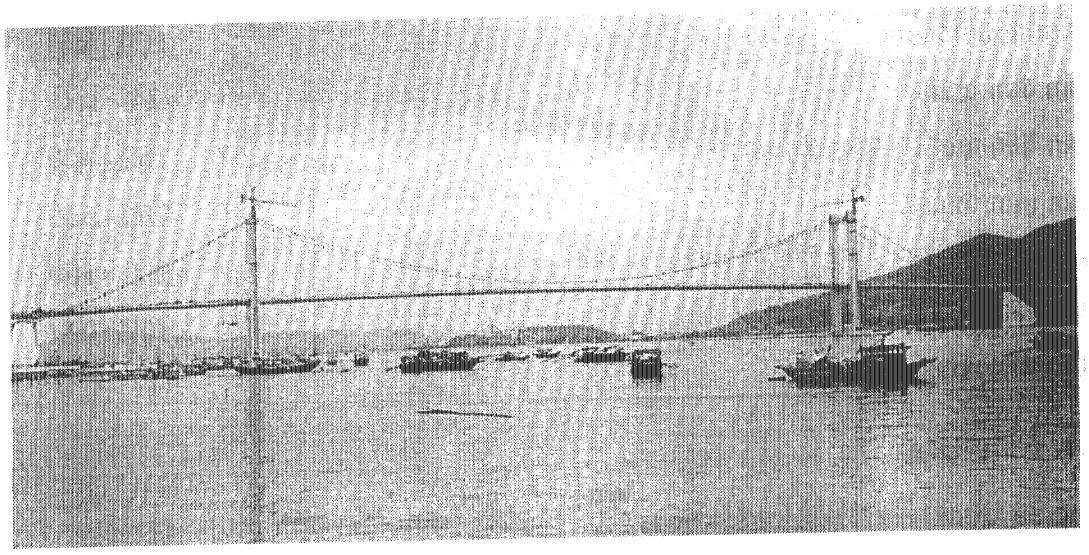
Hình 1.13. *Cầu Thăng Long, 2 tầng, dài 3500m - Hà Nội (1985)*



Hình 1.14. *Cầu sông Hàn - Đà Nẵng (2000)*



Hình 1.15. *Cầu Bính - Hải Phòng (2005)*



Hình 1.16. *Cầu Thuận Phước - Đà Nẵng, nhịp chính 405m (2009)*

1.2. CÁC HỆ THỐNG CƠ BẢN CỦA CẦU THÉP

Thép là vật liệu đẳng hướng và có độ bền cao khi chịu mọi trạng thái ứng suất - biến dạng nên đã tạo ra sự đa dạng và phong phú về chủng loại, kiểu dáng kiến trúc, sơ đồ kết cấu... sơ bộ dựa trên đặc điểm cấu tạo và sơ đồ kết cấu có thể phân loại cầu thép thành các hệ thống cơ bản như sau:

- Cầu dầm thép.
- Cầu dàn thép.
- Cầu vòm thép.
- Cầu khung.
- Cầu treo.
- Cầu dây văng.
- Cầu liên hợp.

Kết quả thống kê cho thấy phạm vi chiều dài nhịp kinh tế được áp dụng trong các hệ thống cầu nói trên có thể tham khảo trong bảng 1.1. Chiều dài nhịp của các hệ thống cầu trên thực tế có thể lớn hơn nhiều so với các trị số ghi trong bảng 1, song theo các nhà chuyên môn phân tích sẽ không mang lại hiệu quả kinh tế và trong nhiều trường hợp chi phí rất tốn kém nên cần cân nhắc kỹ lưỡng trước khi quyết định lựa chọn phương án kết cấu cầu sao cho phù hợp với các mục tiêu của dự án.

Bảng 1.1. Phạm vi chiều dài nhịp kinh tế được áp dụng trong các hệ thống cầu [9]

Hệ thống cầu	Nhịp kinh tế (m)
Cầu dầm nhịp đơn giản	đến 30
Cầu dầm liên tục có chiều cao không thay đổi	đến 120
Cầu dầm liên tục có biên dưới gãy khúc hoặc cong	50 - 200
Cầu dầm khung	40 - 200
Cầu dầm hộp liên tục	100 - 250
Cầu dàn đơn giản	30 - 150
Cầu dàn liên tục	150 - 400
Cầu dàn mút thừa	250 - 550
Cầu vòm	200 - 500
Cầu dây văng	250 - 600
Cầu treo dây võng	350 - 1300

1.2.1. Cầu dầm

Được sử dụng phổ biến nhất trước đây và đến nay vẫn còn được áp dụng. Đặc điểm chung của cầu dầm là:

- Dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng, áp lực lên mố và trụ chỉ tồn tại thành phần thẳng đứng, nên kích thước mố trụ tương đối nhỏ so với cầu vòm, khung...

- Cấu tạo khá đơn giản, dễ tiêu chuẩn hoá và định hình hoá kết cấu nên có thể sản xuất hàng loạt trong nhà máy vì vậy giảm được chi phí sản xuất.

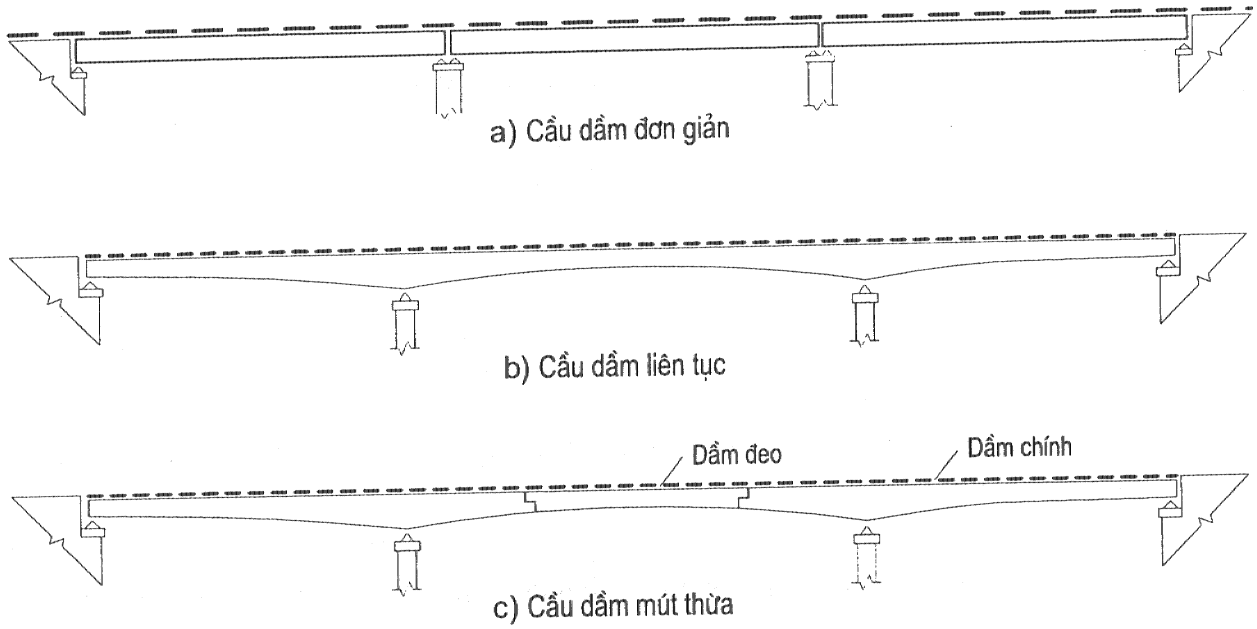
- Thi công tương đối đơn giản, tiến độ thi công nhanh.

- Nhưng cầu dầm thường tốn vật liệu hơn so với các loại cầu khác như cầu dàn, khung, vòm, treo, liên hợp… nhất là khi chiều dài nhịp lớn.

- Cầu dầm thép liên tục có thể đạt nhịp 200-300m.

- Thường áp dụng cho các cầu nhịp nhỏ và vừa, phạm vi áp dụng có hiệu quả (xem bảng 1.1).

- Cầu dầm thép có thể làm theo sơ đồ dầm đơn giản, liên tục hoặc mút thừa (xem hình 1.17).



Hình 1.17. *Các sơ đồ cầu dầm thép*

1.2.1.1. Cầu dầm đơn giản

Ưu điểm:

- Không phát sinh nội lực phụ do lún lệch của mố trụ cầu, do thay đổi nhiệt độ...

- Kết cấu đơn giản, dễ định hình hoá, tiêu chuẩn hoá có thể sản xuất hàng loạt trong nhà máy vì vậy giảm được chi phí sản xuất.

- Hư hỏng cục bộ không ảnh hưởng đến toàn cầu.

Nhược điểm:

- Kết cấu nặng nề và tốn thép hơn so với cầu dầm liên tục và mút thừa.

- Kết cấu trụ lớn hơn so với cầu liên tục và mút thừa do trụ phải dỡ hai hàng gối lệch tâm.

- Đường đàn hồi không liên tục nên xe chạy qua cầu không êm thuận.

Phạm vi áp dụng:

- Tốt nhất nên áp dụng khi nhịp dưới 30m, có thể đạt nhịp 50m.
- Áp dụng cho mọi loại địa chất, nhưng thường dùng nhiều trong điều kiện địa chất yếu.

1.2.1.2. Cầu dầm liên tục: Ngược lại so với cầu dầm đơn giản, nó có đặc điểm như sau:

Ưu điểm:

- Kết cấu thanh mảnh, gọn nhẹ và tiết kiệm thép hơn so với cầu dầm đơn giản.
- Kết cấu trụ nhỏ hơn so với cầu dầm đơn giản do trụ chỉ dỡ một hàng gối đúng tâm.
- Đường đàn hồi liên tục nên xe chạy qua cầu rất êm thuận.
- Về phương diện thi công: có thể áp dụng công nghệ thi công tiến tiến như công nghệ lắp hẫng từng môđul nên có thể xây dựng được cầu vượt nhịp lớn hơn cầu dầm đơn giản.

Nhược điểm:

- Phát sinh nội lực phụ do lún lệch của mố trụ cầu, thay đổi nhiệt độ, điều chỉnh nội lực...
- Với cầu có biên thay đổi thì kết cấu phức tạp, khó định hình hoá và tiêu chuẩn hoá hơn cầu đơn giản nên chi phí sản xuất và xây lắp hơi cao.
- Hư hỏng cục bộ ảnh hưởng đến toàn cầu.

Phạm vi áp dụng:

- Có thể áp dụng cho nhịp 30-300m, phạm vi áp dụng có hiệu quả (xem bảng 1.1).
- Áp dụng phù hợp nhất cho vùng có địa chất tốt.
- Có thể áp dụng ở vùng có địa chất không được tốt nhưng phải sử dụng móng sâu để hạn chế độ lún của mố trụ.

1.2.1.3. Cầu dầm mút thừa: Về cơ bản khắc phục được những nhược điểm của cầu dầm đơn giản và liên tục, phát huy được ưu điểm của hai hệ trên và nó có đặc điểm như sau:

Ưu điểm:

- Kết cấu thanh mảnh, gọn nhẹ và tiết kiệm thép hơn so với cầu dầm đơn giản.
- Kết cấu trụ nhỏ hơn so với cầu dầm đơn giản do trụ chỉ dỡ một hàng gối đúng tâm.
- Không phát sinh nội lực phụ do lún lệch của mố trụ cầu, do thay đổi nhiệt độ...
- Hư hỏng cục bộ của nhịp đeo không ảnh hưởng đến toàn cầu.
- Về phương diện thi công: có thể áp dụng công nghệ thi công tiến tiến như công nghệ lắp hẫng từng môđul nên có thể xây dựng được cầu vượt nhịp lớn hơn cầu dầm đơn giản.

Nhược điểm:

- Đường đàn hồi không liên tục, đặc biệt bị gãy khúc tại vị trí nối tiếp giữa dầm đeo và dầm chính gây xung kích lớn khi xe qua cầu. Đây cũng là nhược điểm lớn nhất của cầu dầm mút thừa, nó làm giảm khả năng ứng dụng trên các tuyến đường cấp cao và đường cao tốc.

- Với cầu có biên thay đổi thì kết cấu phức tạp, khó định hình hoá và tiêu chuẩn hoá hơn cầu đơn giản nên chi phí sản xuất hơi cao.

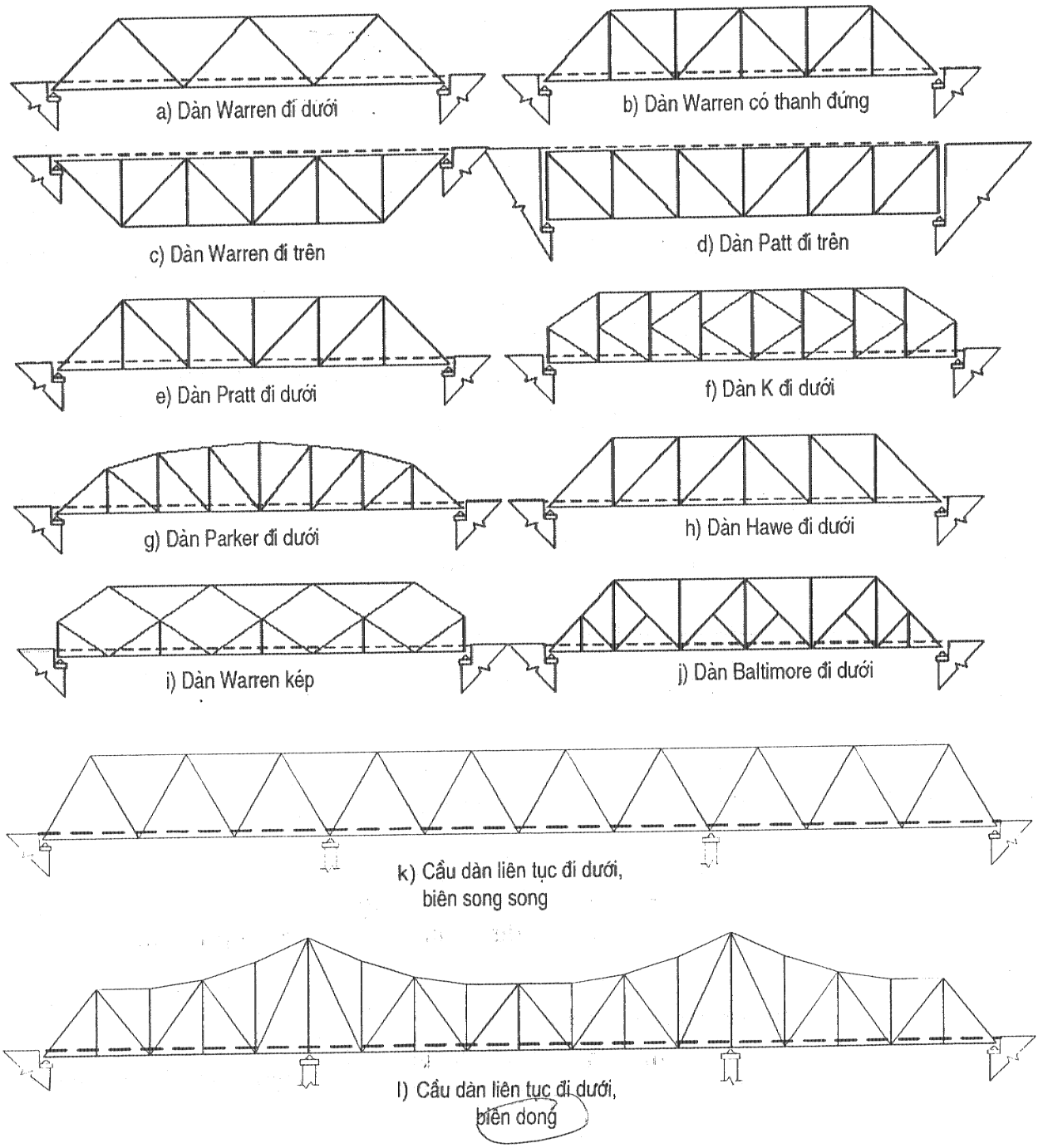
- Hư hỏng cục bộ của dầm chính ảnh hưởng đến toàn cầu.

Phạm vi áp dụng:

- Có thể áp dụng cho nhịp 50-200m, phù hợp với mọi loại địa chất.

- Hạn chế sử dụng trên các tuyến đường cấp cao và đường cao tốc.

1.2.2. Cầu dàn



Hình 1.18. *Các sơ đồ cầu dàn thép*

Thường được sử dụng khi vượt nhịp lớn hơn so với cầu dầm. Cầu dàn thép tiết kiệm vật liệu hơn cầu dầm vì các thanh chịu lực dọc là chủ yếu, biểu đồ ứng suất phân bố đều trên toàn tiết diện nên tận dụng tối đa khả năng làm việc của vật liệu. Đặc biệt trục các thanh dàn nằm cách xa trục trung hoà của hệ nên tăng khả năng chịu lực của cả hệ thống lên gấp nhiều lần so với cầu dầm có cùng trọng lượng.

- Cũng như cầu dầm, cầu dàn chỉ truyền áp lực đứng lên mố và trụ, nên kích thước của mố trụ tương đối nhỏ.

- Dễ tiêu chuẩn hoá và định hình hoá cho toàn bộ kết cấu cũng như cho từng phân tố kết cấu nên có thể sản xuất hàng loạt trong nhà máy rồi mang ra lắp ráp tại công trường vì vậy giảm được chi phí.

- Thi công khá thuận lợi, do các phân tố kết cấu có kích thước và trọng lượng không lớn nên chỉ cần thiết bị cẩu lắp nhỏ gọn song thời gian kéo dài do phải lắp ráp nhiều chi tiết hơn cầu dầm.

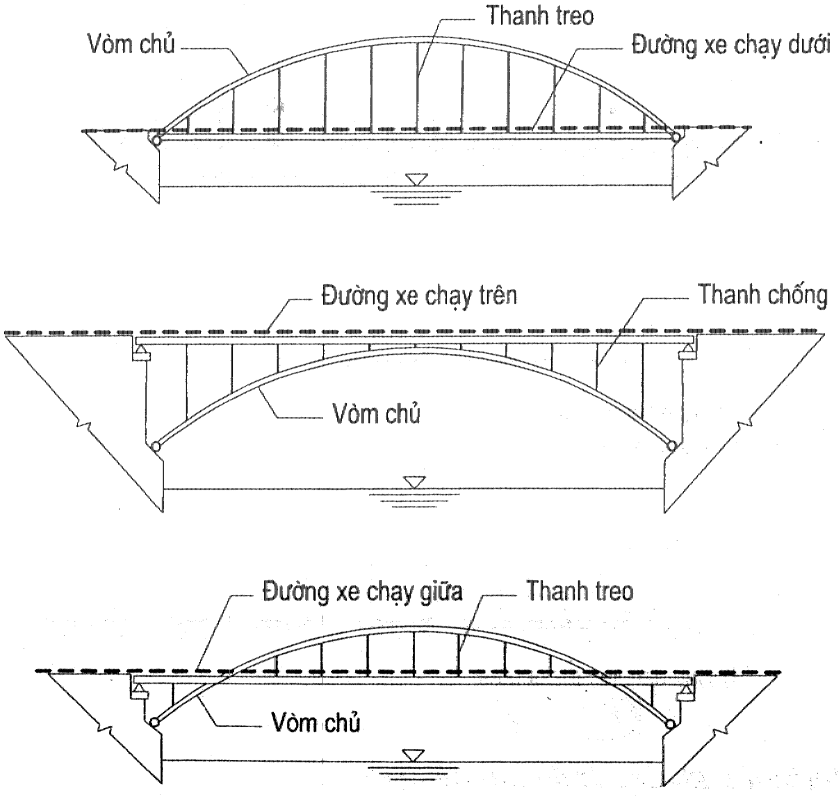
- Mặt cầu có thể bố trí đi trên (xem hình 1.18.c,d), đi dưới (xem hình 1.18.a,b,e,f...) hoặc đi giữa.

- Cũng như cầu dầm, có thể làm cầu dàn đơn giản, liên tục, mút thừa. Về đặc điểm của các sơ đồ này tương tự như đã trình bày trong phần cầu dầm nhưng có phạm vi áp dụng lớn hơn. Phạm vi áp dụng có hiệu quả (xem bảng 1.1)

- Chiều dài nhịp áp dụng khá phổ biến 60-150m, có thể đạt nhịp 550m.

- Điển hình là các cầu Forth (1890) của Scottland l = 521 m, cầu Quebec (1917) của Canada l = 549m, cầu Minato-Ohashi của Nhật l = 510m.

1.2.3. Cầu vòm



Hình 1.19. *Các sơ đồ cầu vòm thép*

Trước kia thường dùng để vượt nhịp lớn, ngày nay áp dụng phổ biến vòm ống thép nhồi bê tông.

Đặc điểm của cầu vòm là có lực đẩy ngang do đó mố trụ thường có kích thước lớn.

Ở những nơi địa hình, địa chất thích hợp thì cầu vòm rất kinh tế, thường làm cầu bắc qua khe, qua suối có địa chất hai bên đều tốt.

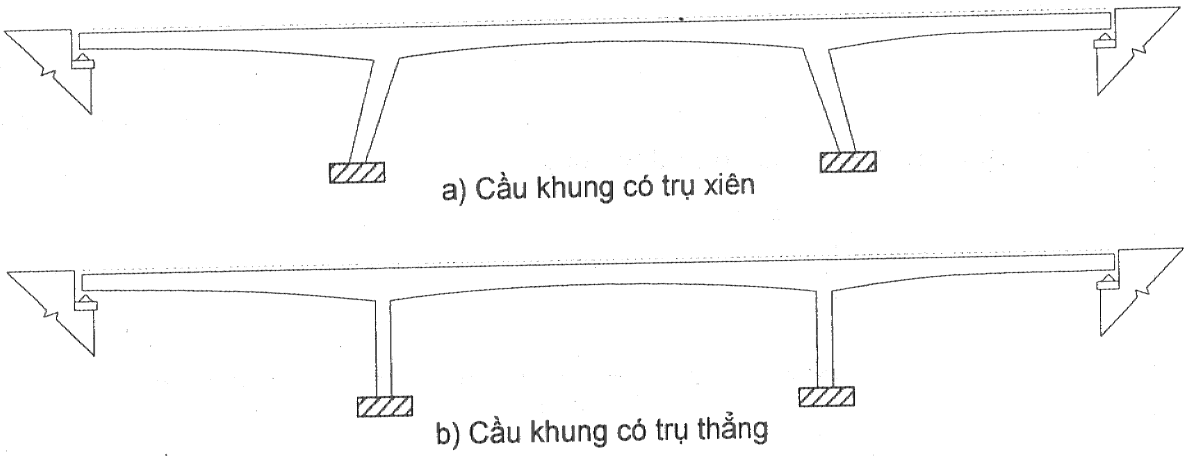
Cầu vòm khó định hình hoá và tiêu chuẩn hoá kích thước. Thường làm cầu vòm 1, 2 hoặc 3 khớp. Mặt cầu có thể đi trên, đi dưới, đi giữa (xem hình 1.19). Áp dụng hiệu quả với nhịp 200-500m.

Các cầu vòm thép dài nhất về nhịp là cầu vịnh Sydney (1931) của Australia l = 503m. Cầu Bayonne (1931) của Mỹ l = 504m. Cầu Fayetteville (1977) của West Virginia Mỹ l = 518m.

1.2.4. Cầu khung

Cầu khung thường là hệ siêu tĩnh nên hầu như không được sử dụng trong điều kiện địa chất xấu. Khi vượt nhịp lớn các chỉ tiêu kinh tế và kỹ thuật không có gì ưu việt so với các loại cầu khác nên loại cầu này ít được áp dụng. Tuy nhiên, cầu khung có độ cứng lớn với kết cấu thanh mảnh, kiểu dáng kiến trúc đẹp hơn so với cầu dầm nên có thể áp dụng cho một số cầu vượt qua đường giao thông hoặc cầu vượt qua các khe sâu có địa hình dốc, địa chất ổn định.

Đối với cầu ô tô có áp dụng hệ liên hợp khung dầm có kết hợp điều chỉnh ứng suất đạt hiệu quả kinh tế tốt và có thể vượt nhịp tới 200m hoặc hơn. Chiều dài nhịp áp dụng hiệu quả (xem bảng 1.1).



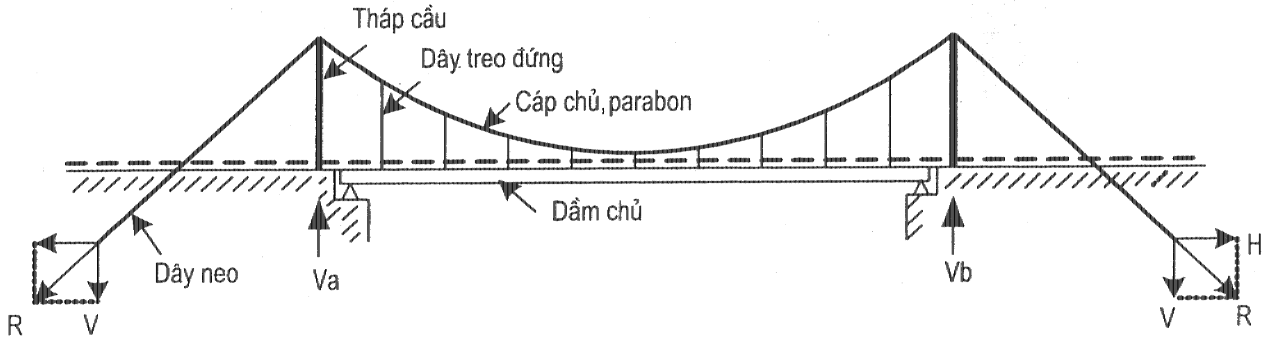
Hình 1.20. Sơ đồ cầu khung thép

1.2.5. Cầu treo và cầu dây văng

Thực chất đây cũng là một dạng liên hợp giữa dầm và dây, dầm cứng ngoài các điểm tựa trên gối còn được các dây treo đỡ nên dầm trở nên rất thanh mảnh và có trọng lượng rất bé. Cầu treo có các chỉ tiêu kinh tế cao nhất, chi phí vật liệu thấp nhất trong các loại cầu.

Cầu treo dây võng: (xem hình 1.21)

Cầu treo có dây cáp chủ hình parabon hay còn gọi là cầu treo dây võng thường áp dụng khi vượt nhịp lớn và rất lớn tới hàng ngàn mét. Nhược điểm chính của loại cầu này là độ cứng bé, chi phí xây dựng mố neo thường rất lớn. Tuy nhiên ở những nơi có địa hình và địa chất thích hợp thì loại cầu này rất kinh tế.



Hình 1.21. *Sơ đồ cầu treo dây võng (Parabon)*

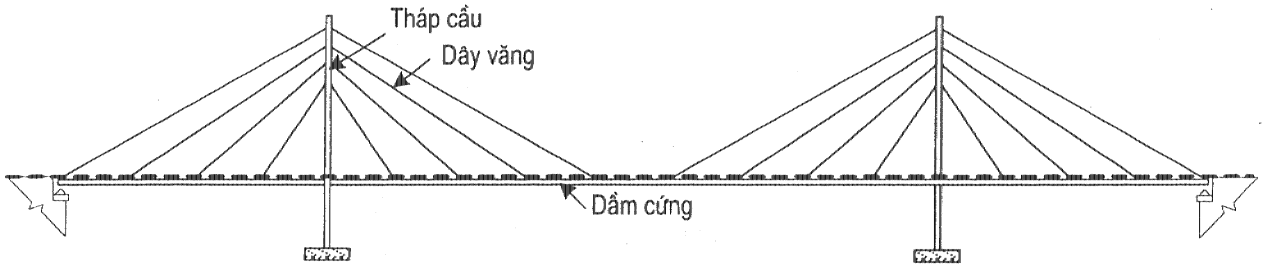
Kết cấu chịu lực chính của cầu treo là các dây chỉ chịu kéo nên thường làm bằng thép có cường độ rất cao (1800-2000MP$_a$), vì vậy hiệu quả kinh tế rất lớn.

Cầu treo dây võng có thể vượt được nhịp 1900m hoặc hơn, kinh tế với nhịp 350-1300m.

Một số cầu rất nổi tiếng trong nửa thế kỷ 20 về trước: Golden gate (1280m) năm 1937 ở Mỹ, những thập kỹ gần đây: Humber (1981) ở Anh l = 1410 m, Great Belt East (1997) Đan Mạch l = 1624m, Akashi-Kaikyo (1998) Nhật l = 1991m .

Cầu dây văng: (xem hình 1.22)

Cầu dây văng có độ cứng lớn hơn cầu treo dây võng, có khả năng vượt nhịp rất lớn tới hàng ngàn mét mà không cần mố neo nên chi phí xây dựng khá rẻ, trong nhiều trường hợp còn kinh tễ hơn cả cầu treo dây võng.



Hình 1.22. *Sơ đồ cầu dây văng*

Trong kết cấu chịu lực chính của cầu dây văng bao gồm các dây chỉ chịu kéo nên thường làm bằng thép có cường độ rất cao (1800-2000MP$_a$), vì vậy hiệu quả kinh tế rất lớn.

Các dây treo xiên có tác dụng như gối tựa đàn hồi đỡ các dầm cứng vì vậy cầu dây văng vượt được nhịp rất lớn. Cầu dây văng có thể vượt được nhịp 900m hoặc hơn, kinh tế với nhịp 250-600m.

Cầu dây văng xuất hiện từ nửa sau thế kỷ 20 và ngày nay được sử dụng rất phổ biến. Dưới đây là một số cầu rất nổi tiếng:

Tatara (1999) ở Nhật $l = 890$ m.

Normandie (1995) ở Pháp $l = 856$ m.

Qingfhou Minjiang (1996) ở Trung Quốc $l = 605$m.

Ở nước ta có cầu Bắc Mỹ Thuận đã đưa vào sử dụng vào năm 2000, $l = 350$m.

Cầu Bãi Cháy 435m một mặt phẳng dây

Cầu Cần Thơ 500m.

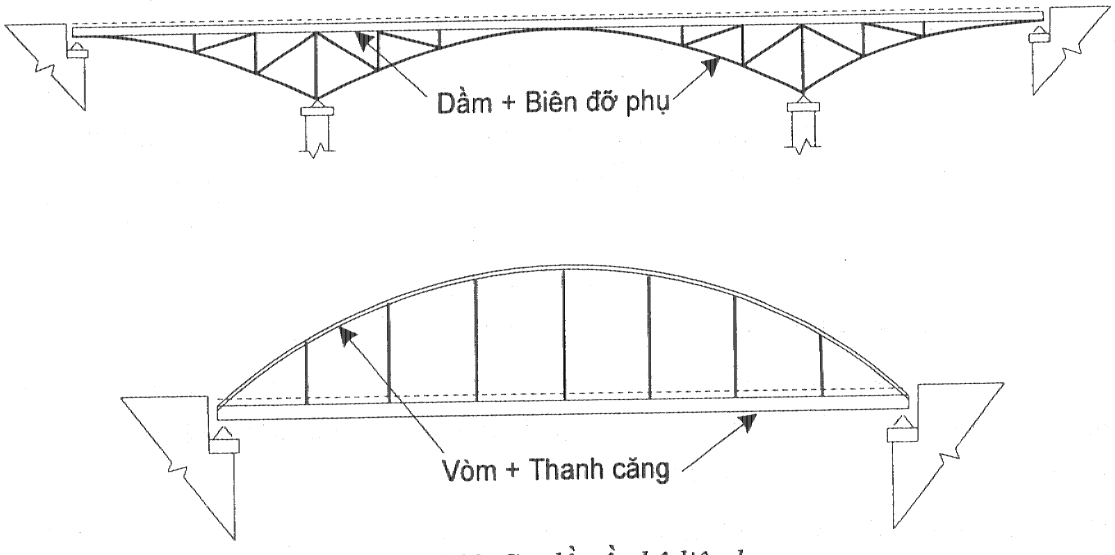
1.2.6. Cầu hệ liên hợp

Cầu hệ liên hợp là sự kết hợp hai hay nhiều hệ đơn giản hợp lại với nhau. Cầu loại này thường là hệ siêu tĩnh nên thường được điều chỉnh hoặc tạo nội lực trước ngược dấu với nội lực do tải trọng ngoài gây ra vì vậy tận dụng triệt để khả năng làm việc của nhiều loại vật liệu trong cùng một hệ. Trong cầu thép thường áp dụng hệ dầm cứng vòm dẻo, dầm cứng có biên phụ đỡ dưới…(xem hình 1.23).

Cầu hệ liên hợp có thể áp dụng cho cầu xây mới hoặc gia cố để tăng khả năng chịu lực của cầu cũ. Loại cầu này có thể đạt tới nhịp 150-200m hoặc hơn.

Ngày nay cầu hệ liên hợp dầm + vòm ống thép nhồi bê tông + thanh căng được áp dụng khá phổ biến. Loại cầu này có lợi thế là thi công khá đơn giản và nhanh chóng lại có kiểu dáng kiến trúc đẹp nên được áp dụng nhiều ở các khu đô thị, khu du lịch…

Cầu hệ liên hợp thường là hệ siêu tĩnh nên dễ phát sinh nội lực phụ do thay đổi nhiệt độ, lún lệch của mố trụ… vì vậy cần phân tích kỹ các yếu tố ảnh hưởng thứ cấp đến hệ trong quá trình khai thác.



Hình 1.23. Sơ đồ cầu hệ liên hợp

1.3. LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN KẾT CẤU

Việc lựa chọn một hệ thống kết cấu thích hợp và việc xác lập các đặc điểm chủ yếu có tính quyết định đến sự thành công bất kỳ dự án cầu nào. Việc lựa chọn phương án

thường được thực hiện ngay từ bước lập dự án khả thi hay ở giai đoạn thiết kế sơ bộ khi mà một số lượng lựa chọn về hệ kết cấu được nghiên cứu và tính toán. Vì vậy, thật là cần thiết để đưa ra đầy đủ các yêu cầu ở giai đoạn này để lựa chọn được hệ kết cấu thích hợp nhất.

1.3.1. Các tiêu chuẩn đánh giá

Các tiêu chuẩn đánh giá có thể được chia thành hai loại riêng biệt, cụ thể là "tiêu chuẩn cứng" và "tiêu chuẩn mềm". Tiêu chuẩn cứng không thể được thỏa hiệp trong bất kỳ tình huống nào như độ an toàn, sử dụng, chức năng, tĩnh không, chiều cao cho phép kết cấu, các ưu tiên đặc biệt, ... Mặt khác, tiêu chuẩn mềm là tiêu chuẩn mở có thể thỏa hiệp như giá thành, mỹ học, khả năng thi công, tuổi thọ, ... Vì tiêu chuẩn cứng cần phải đạt tới nên việc đánh giá so sánh nói chung được thực hiện chỉ dựa trên tiêu chuẩn mềm. Một số tiêu chí thường hay sử dụng để đánh giá các hệ thống kết cấu khác nhau là:

+ Giá thành.

+ Mỹ học.

+ Tiến độ và khả năng thi công.

+ Tác động môi trường.

+ Duy tu, bảo dưỡng...

1.3.1.1. Giá thành

Tổng giá thành xây dựng của một công trình cầu bao gồm giá thành của kết cấu nhịp, kết cấu hạ bộ và nền móng. Các yếu tố cơ bản để xác định giá thành là chiều dài nhịp, số lượng trụ cầu và loại móng. Địa hình nơi xây dựng, tĩnh không thông thuyền và điều kiện địa chất ảnh hưởng nhiều đến vị trí đặt trụ và mố; từ đó, xác định số lượng trụ, loại móng và chiều dài nhịp. Những yếu tố khác ảnh hưởng đến giá thành là phương pháp chế tạo và xây lắp. Phương pháp chế tạo phụ thuộc chủ yếu vào phương tiện sẵn có của nhà thầu. Nếu có thiết bị hiện đại, dụng cụ và máy móc thích hợp, và có đủ kinh nghiệm, nhà thầu rất có thể đưa ra giá thành hợp lý nằm trong giá thành tính toán. Vì vậy, để tạo ra các sản phẩm đạt yêu cầu chất lượng và số lượng, cần thiết nhà thầu phải có cơ sở hạ tầng về con người, máy móc và năng lực tài chính. Nếu không thì dự án rất có thể bị trì hoãn và tăng giá thành. Cũng như vậy, phương pháp xây lắp có thể ảnh hưởng đến thiết kế và giá thành. Vì vậy, nhà thiết kế cần phải xem xét các khía cạnh này trong quá trình thiết kế và có giá thành hợp lý.

Phương pháp cổ điển để đánh giá tài chính của dự án cầu là dựa vào chi phí ban đầu của các hệ kết cấu khác nhau có quan tâm đến chi phí do bảo dưỡng trong tương lai. Tuy nhiên, việc đánh giá cần phải dựa trên một nền tảng hợp lý. Đó là xem xét đến các ảnh hưởng lâu dài đối với các sự lựa chọn khác nhau. Phương pháp "Giá thành theo tuổi thọ" (Life Cycle Costing-LCC) có thể đáp ứng vấn đề này. Triết lý của LCC là không chỉ chi phí ban đầu, mà còn tất cả chi phí bảo dưỡng tương lai phải gánh chịu trong suốt

tuổi thọ kết cấu nhịp. Vì vậy, trong môi trường xâm thực, cầu thép có sử dụng thép chống rỉ có thể ban đầu có giá thành cao hơn một phương án khác dùng thép thường, nhưng không phải yêu cầu sơn trong quá trình sử dụng, và vì vậy, nó có thể chứng tỏ kinh tế hơn khi tính theo LCC.

Các chi phí trong tương lai được tính về giá trị hiện tại (present value - *PV*). Giá trị hiện tại này có thể được tính từ công thức sau đây ở dạng đơn giản nhất:

$$PV = \frac{C}{(1+r)^t} \tag{1.1}$$

trong đó: C - chi phí tương lai tính theo đơn giá hiện tại;

r - tỷ suất quy đổi về hiện tại;

t - thời gian tính bằng năm khi chi phí tương lai phải trả.

Giá trị hiện tại của các chi phí bảo dưỡng cộng với chi phí ban đầu sẽ được giá trị hiện tại thực của một phương án cầu. Các phương án khác cũng được tính tương tự và từ đó, các phương án được so sánh về giá thành của chúng.

LCC liên quan đến bốn tham số như chi phí ban đầu, chi phí tương lai, tuổi thọ dự đoán của công trình, và tỷ suất quy đổi. Trong khi các chi phí ban đầu được tính toán một cách chính xác thì có một số lo ngại về tính chính xác trong việc dự báo các tham số khác. Mặc dù các khó khăn được biết này thay đổi theo các mức độ khác nhau, nhưng có một điều chắc chắn rằng phương pháp có thể được sử dụng như là một công cụ định tính rất hữu ích. Người thiết kế cần có các dữ liệu tin cậy như dữ liệu về chi phí bảo dưỡng, và tuổi thọ của từng phương án cũng như tỷ suất quy đổi thích hợp.

1.3.1.2. Mỹ học

Thông thường công trình cầu, được xây dựng ở vùng ngoại ô hoặc trong thành phố, là kết cấu nổi bật có thể nhìn thấy và thường chi phối cảnh quan xung quanh. Vì vậy, nó để lại dấu ấn của một vùng đối với nhiều người đi lại hàng ngày trên đường ô tô hoặc đường sắt. Vì vậy, khi lựa chọn kết cấu, việc xem xét về mỹ học có vai trò quan trọng. Người Pháp gọi công trình cầu là tác phẩm nghệ thuật.

Mỹ học là vấn đề về cảm giác và khiếu thẩm mỹ và liên quan nhiều đến suy nghĩ chủ quan (phán đoán) hơn là khách quan (lý luận). Mặt khác, người kỹ sư thường khai thác phương pháp lý luận ưu thế để thiết kế và thường có khuynh hướng trở nên không nhạy cảm với phương pháp phán đoán mà cần thiết cho việc đánh giá một cách có ý nghĩa về các khía cạnh mỹ học. Tuy nhiên, điều này không thể nói rằng tất cả kỹ sư đều không nhạy cảm với mỹ học. Đã có nhiều công trình cầu thiết kế nổi bật bởi các kỹ sư xuất sắc, người đã "trang trí cho bề mặt trái đất". Một vài thông số đối với mỹ học trong kết cấu sẽ được trình bày dưới đây.

1.3.1.2.1. Hài hòa với môi trường

Một công trình cầu cần phải hài hòa với môi trường của nó và nâng cao giá trị của nó hơn là làm tổn thương nó như một người xâm phạm. Điều đó có thể đạt đến một cách

tốt nhất đối với một kết cấu cầu khi các đường nét của kết cấu cầu hợp nhất với cảnh quan xung quanh hoặc phong cảnh đô thị.

1.3.1.2.2. Tính cân xứng

Cầu được nhìn từ nhiều góc độ khác nhau, từ khoảng cách khác nhau và tại các thời điểm khác nhau như ngày hay đêm. Bởi vậy, trong không gian ba chiều, các tỷ lệ vàng và cân đối mang đến cảm giác cân bằng đóng vai trò quan trọng tạo ra sự tao nhã của kết cấu. Các tỷ lệ vàng cũng cần thiết cho các kích thước tương đối của các bộ phận khác nhau trong cầu. Vì vậy, trong cầu liên tục, chiều dài toàn bộ kết cấu nhịp phải có tỷ lệ vàng giữa chiều cao trụ cầu và khoảng cách giữa chúng. Cũng phải có tỷ lệ vàng giữa chiều cao dầm và chiều dài nhịp, giữa mũi tên võng và chiều dài nhịp cầu treo, và giữa chiều cao và chiều dài nhịp của cầu vòm. Do đó, công trình cầu không chỉ thích hợp về chức năng, độ an toàn về kết cấu và tính cạnh tranh về kinh tế mà cần phải hợp lý về tỷ lệ.

1.3.1.2.3. Tính gọn gàng

Sự rối rắm không thể dẫn đến cái đẹp. Vì vậy, tính gọn gàng cần phải áp dụng cho kết cấu cầu. Tính đối xứng là một tiêu chí đã được minh chứng lâu đời và được áp dụng cho những nơi có thể. Việc lựa chọn một hệ đồng nhất cho toàn bộ cầu là một ví dụ tốt về tính gọn gàng. Sự pha trộn các hệ thống khác nhau, như dạng vòm trong cầu treo, có thể gây ra sự rối rắm. Tương tự, có quá nhiều chiều trong cùng chiều dài nhịp có thể gây ra sự lộn xộn. Hơn nữa, các bộ phận khác nhau trong kết cấu cần được liên kết bằng các hình thức phẳng và cần nên tránh việc quá nhiều bộ phận chìa ra hoặc các mép cạnh. Tuy nhiên, việc gọn gàng quá mức có thể mang đến sự buồn tẻ và không rõ ràng. Thỉnh thoảng sự xâm hại đến tính gọn gàng bằng cách đưa ra các tiêu chí thiết kế khác trong một số trường hợp có thể đạt đến tính mỹ học công trình.

1.3.1.2.4. Màu sắc

Việc lựa chọn màu sắc cho cầu là rất quan trọng về mỹ học. Một vài màu sắc như màu xám-xanh lá cây, màu đồng-xanh lá cây, màu xanh da trời làm cho kết cấu pha trộn với môi trường. Mặt khác, một số màu làm nhấn mạnh cho chính kết cấu, chẳng hạn màu đỏ cầu Golden Gate ở San Francisco. Trong mọi trường hợp, màu sắc phải lôi cuốn và làm hấp dẫn người xem.

1.3.1.2.5. Hình dáng mạnh mẽ

Với sự tiến bộ trong kỹ thuật và tính toán kết cấu đã khuyến khích việc đưa ra kết cấu thanh mảnh hơn trong thiết kế cầu. Tuy nhiên, một kết cấu quá thanh mảnh tạo ra hình dáng yếu ớt đối với người quan sát. Kết cấu đúng ra phải truyền đạt cảm giác tin cậy cho người quan sát. Ở đây ta phải hiểu rằng một cây cầu được xây dựng chủ yếu cho người sử dụng và người sử dụng cảm thấy an toàn. Vì vậy, kết cấu không chỉ cần đủ cường độ và ổn định mà còn đem đến hình dáng mạnh mẽ. Và tiêu chí này thông thường trở thành một yêu cầu về mỹ học.

1.3.1.3. Tiến độ và khả năng thi công

Tiến độ và khả năng thi công là các yêu cầu quan trọng cho việc lựa chọn bất kỳ hệ kết cấu nào. Thời gian thực hiện dự án cầu có ảnh hưởng gián tiếp đến tổng giá thành. Do vậy, một hệ kết cấu với các bộ phận được chế tạo trước, mà có thể lắp ráp nhanh và không có bất kỳ vấn đề nào, sẽ cho một thời hạn thi công xác định hơn là một hệ kết cấu với phương pháp thi công chậm và phức tạp.

1.3.1.4. Tác động môi trường

Tác động môi trường có một vai trò quan trọng trong việc lựa chọn hệ kết cấu. Các nghiên cứu cần phải đươc thực hiện để nhận ra các ảnh hưởng tiềm tàng mà kết cấu đem đến cho môi trường xung quanh. Các đánh giá môi trường có thể ngăn ngừa việc sử dụng một số loại kết cấu và cho phép dùng các loại kết cấu khác. Chẳng hạn, tình trạng thủy văn ở nơi xây dựng cầu có thể cho phép lựa chọn nhịp lớn hơn hoặc hình dáng móng và trụ cầu làm cản trở dòng nước ít nhất.

Bất kỳ nơi nào mà bê tông được sử dụng tại công trường cũng có bất lợi tác động đến môi trường. Trái lại, việc lựa chọn thép có thể tác động đến môi trường ít hơn. Hơn nữa, cầu thép nhẹ hơn so với cầu bê tông. Sự khác nhau này sẽ làm giảm đi kích thước kết cấu nhịp và móng cũng đồng nghĩa với việc giảm tác động của nó đến môi trường.

1.3.1.5. Duy tu bảo dưỡng

Một hệ kết cấu dễ duy tu bảo dưỡng được xem tốt hơn so với kết cấu mà duy tu bảo dưỡng khó hơn. Vì vậy, mực độ khó dễ về việc duy tu bảo dưỡng là một chỉ tiêu quan trọng trong việc lựa chọn hệ kết cấu cầu.

1.3.2. Các phương pháp đánh giá

Đánh giá các hệ kết cấu khác nhau bằng nhiều phương pháp. Tuy nhiên, trong tài liệu này hai phương pháp sẽ trình bày là phương pháp hội tụ và phương pháp cho điểm.

1.3.2.1. Phương pháp hội tụ

Theo phương pháp này, một hệ kết cấu được xem là một dữ liệu, và các hệ kết cấu khác được đánh giá theo dữ liệu này. Mỗi hệ được cho một giá trị tương đối theo từng tiêu chí đánh giá:

- '+' khi thỏa mãn hơn dữ liệu;
- '-' khi ít thỏa mãn hơn dữ liệu;
- 'S' khi có giá trị bằng dữ liệu.

Phương pháp này được mô tả dưới dạng một ví dụ. Ví dụ này có sáu hệ kết cấu cần phải đánh giá lựa chọn. Bảng 1.2 thể hiện giá thành dự toán cho từng hệ kết cấu. Trong khi giá thành xây dựng biểu thị vốn đầu tư cho từng hệ thống thì giá thành bảo dưỡng định kỳ trong tương lai với một thời gian đã định được tính toán và thể hiện bằng giá trị hiện tại PV cho từng hệ riêng biệt. Trong bảng này, ta thấy rằng vốn đầu tư cho hệ kết

cấu 3 là thấp nhất, tiếp theo là hệ 1. Tuy nhiên, giá trị hiện tại *PV* về chi phí bảo dưỡng đối với hệ 1 là thấp hơn nhiều đối với hệ 3.

Bảng 1.2 Giá thành của các hệ kết cấu khác nhau (Đơn vị: tỷ VNĐ)

Chi tiết	Các hệ kết cấu					
	1	2	3	4	5	6
Giá thành xây dựng	130,5	134,1	128,7	142,2	143,1	143,6
Giá thành bảo dưỡng	9,0	17,1	17,1	16,2	17,1	18,0

Bây giờ, chuyển chú ý sang bảng 1.3, ta thấy rằng hệ 3 được chọn một cách tùy ý như là dữ liệu và được đánh dấu 'D' cho từng tiêu chí. Các giá trị tương đối ('+', '-', hoặc 'S') được ghi nhận cho từng tiêu chí đối với mỗi hệ kết cấu.

Bảng 1.3. Đánh giá theo phương pháp hội tụ

Tiêu chí	Các hệ kết cấu					
	1	2	3	4	5	6
1. Giá thành:						
a. Giá thành xây dựng	-	-	D	-	-	-
b. Giá thành bảo dưỡng	+	S	D	-	-	S
2. Mỹ học:						
a. Tính hài hòa	-	+	D	+	+	-
b. Tính cân xứng	+	S	D	S	S	S
c. Tính gọn gàng	-	+	D	S	S	S
d. Màu sắc	S	S	D	S	S	S
e. Hình dáng mạnh mẽ	S	S	D	S	S	S
3. Tiến độ và khả năng thi công	+	-	D	-	-	-
4. Tác động môi trường	+	-	D	-	+	+
5. Duy tu bảo dưỡng	+	-	D	-	-	-
Tóm tắt:						
Tổng 'S"	2	4	0	4	5	4
Tổng '+'	5	2	0	1	2	1
Tổng '-'	3	4	0	5	3	5

Theo phương pháp hội tụ, nếu một hệ kết cấu nào đó nổi bật hơn hệ kết cấu đã chọn làm dữ liệu thì việc đánh giá sẽ phải lặp lại khi xem hệ kết cấu nổi bật hơn đó làm dữ liệu. Nếu một tiêu chí nào đó chỉ có 'S' đối với mọi hệ kết cấu thì tiêu chí đó không cần phải đưa vào để đánh giá. Tương tự, một hệ mà không có bất kỳ dấu '+' nào và có ít nhất một dấu '-' có thể bị loại bỏ khỏi việc đánh giá. Một cách lý tưởng, khi không có dấu '+' ở các tiêu chí thì đương nhiên rằng hệ kết cấu làm dữ liệu là phương án được lựa chọn.

Tuy nhiên, trường hợp này thật khó mà đạt được. Vì vậy, trong trường hợp xuất hiện một vài dấu '+', hai nguyên tắc có thể được sử dụng để quyết định về lựa chọn là hoặc cố gắng cải thiện các giá trị của từng hệ kết cấu mà có dấu '-' ở các tiêu chí. Nói một cách khác, việc thiết kế phải thay đổi để các dấu '-' thành dấu '+'; hoặc các ưu điểm và nhược điểm phải được xem xét đối với mỗi tiêu chí cho các hệ kết cấu khác nhau và một quyết định cuối cùng phải đạt được.

Áp dụng ví dụ đã được mô tả ở bảng 1.3, hệ 1 rõ ràng nổi bật hơn dữ liệu (hệ 3), và vì vậy, một bảng đánh giá sẽ được lập khi lấy hệ 3 làm dữ liệu và điều này được thể hiện ở bảng 1.4. Chú ý rằng các tiêu chí 2d và 2e đã bị xóa trong bảng này vì các tiêu chí này có 'S' ở mỗi hệ kết cấu trong bảng 1.3.

Khi xem xét bảng 1.4, ta chú ý rằng hệ 1 vượt hơn hệ 3 hầu hết các tiêu chí, nhưng có hai tiêu chí thấp hơn là giá thành xây dựng (1a) và mỹ học (2a và 2c). Dựa vào bảng 1.2, ta sẽ chú ý rằng mặc dù giá thành xây dựng của hệ 1 cao hơn không nhiều giá thành hệ 3 nhưng tổng giá thành của hệ 1 nhỏ hơn đáng kể so với tổng giá thành hệ 3. Chỉ khía cạnh này cũng đủ phá vỡ sự cân bằng để lựa chọn hệ kết cấu 1.

Bảng 1.4. Đánh giá lần hai bằng phương pháp hội tụ

Tiêu chí	Các hệ kết cấu					
	1	2	3	4	5	6
1. Giá thành:						
a. Giá thành xây dựng	D	-	+	-	-	-
b. Giá thành bảo dưỡng	D	-	-	-	-	-
2. Mỹ học:						
a. Tính hài hòa	D	+	+	+	+	-
b. Tính cân xứng	D	-	-	-	-	-
c. Tính gọn gàng	D	+	+	+	+	+
3. Tiến độ và khả năng thi công	D	-	-	-	-	-
4. Tác động môi trường	D	-	-	-	-	-
5. Duy tu bảo dưỡng	D	-	-	-	-	-
Tóm tắt:						
Tổng 'S'	0	0	0	0	0	0
Tổng '+'	0	2	3	2	2	1
Tổng '-'	0	6	5	6	6	7

1.2.2.2. Phương pháp cho điểm

Theo phương pháp này, thay vì dùng các ký hiệu '+', '-', và 'S', ta sẽ cho điểm ứng với từng tiêu chí cho các phương án. Một cách thông dụng là dùng thang điểm từ 1 đến

10 theo nguyên tắc là hệ kết cấu ít thỏa mãn nhất cho 1 điểm, trong khi hệ thỏa mãn nhiều nhất cho 10 điểm. Để nhấn mạnh các tiêu chí không tốt, đôi khi thang điểm (-2, -1, 0, +1, +2) được xem xét sử dụng.

Tầm quan trọng của mỗi tiêu chí có thể được quan tâm đến bằng cách áp dụng "trọng số" cho từng tiêu chí. Điểm cho từng hệ kết cấu sẽ bằng tổng các tích số giữa trọng số và điểm đã cho ở từng tiêu chí của hệ đó. Điểm tổng cộng của các hệ khác nhau được so sánh để chọn ra một hệ kết cấu phù hợp nhất.

Ví dụ đã trình bày ở trên bây giờ được đánh giá theo phương pháp cho điểm bằng cách áp dụng thanh điểm từ -2 đến +2. Trọng số (thang 100) cũng được áp dụng cho mỗi tiêu chí. Bảng 1.5 thể hiện sự đánh giá bằng phương pháp cho điểm. Ta thấy rằng hệ kết cấu 1 là hệ được lựa chọn cuối cùng.

Bảng 1.5. Đánh giá bằng phương pháp cho điểm theo thang điểm (-2, -1, 0, +1, +2) có trọng số

Tiêu chí	Trọng số	Các hệ kết cấu					
		1	2	3	4	5	6
1. Giá thành:							
a. Giá thành xây dựng	30	+1	0	+2	-1	-1	-1
b. Giá thành bảo dưỡng	30	+2	-1	-1	-1	-1	-1
2. Mỹ học:							
a. Tính hài hòa	3	0	+2	+1	+2	+2	0
b. Tính cân xứng	3	+2	+1	+1	+1	+1	+1
c. Tính gọn gàng	3	0	+2	+1	+1	+1	+1
3. Tiến độ và khả năng thi công	7	+2	0	+1	-2	-2	-2
4. Tác động môi trường	12	+2	-1	0	-1	+1	+1
5. Duy tu bảo dưỡng	12	+2	0	+1	-1	-1	-2
Tổng cộng	100	+158	-27	+58	-86	-62	-60

Tiếp theo ta xem xét thêm một phương pháp cho điểm trực tiếp dựa trên mức điểm tối đa cho phép của từng tiêu chí. Mức điểm tối đa cho phép này được xác định tương tự như trọng số, nó phụ thuộc vào mức độ quan trọng của từng tiêu chí được đánh giá trong dự án. Khi cho điểm, phương án thoả mãn tiêu chí cao nhất đạt điểm tối đa, phương án ít thoả mãn nhất đạt điểm 0, các phương án còn lại điểm được nội suy giữa hai phương án có điểm tối đa và điểm 0.

Trở lại với bảng 1.2 và áp dụng cách cho điểm trực tiếp ta thu được kết quả như bảng 1.6. Ta thấy rằng hệ kết cấu 1 là hệ cao điểm nhất và là hệ được lựa chọn cuối cùng.

Bảng 1.6. Đánh giá bằng phương pháp cho điểm trực tiếp dựa trên mức điểm tối đa

Tiêu chí	Điểm tối đa	Các hệ kết cấu					
		1	2	3	4	5	6
1. Giá thành:							
a. Giá thành xây dựng	30	26	19	30	3	1	0
b. Giá thành bảo dưỡng	30	30	3	3	6	3	0
2. Mỹ học:							
a. Tính hài hòa	3	0	3	2	3	3	0
b. Tính cân xứng	3	3	2	2	2	2	2
c. Tính gọn gàng	3	0	3	2	2	2	2
3. Tiến độ và khả năng thi công	7	7	2	5	0	0	0
4. Tác động môi trường	12	12	3	3	6	2	0
5. Duy tu bảo dưỡng	12	12	2	2	4	2	0
Tổng cộng	100	90	37	49	26	15	4

Lưu ý: Kết quả trình bày trên các bảng 1.2 đến bảng 1.6 chỉ mang tính tham khảo, trọng số và điểm tối đa của từng tiêu chí có thể thay đổi tuỳ thuộc vào mục đích sử dụng của từng dự án và tầm quan trọng của từng tiêu chí được đánh giá. Ví dụ với dự án nằm trong khu đô thị hoặc khu du lịch đòi hỏi mỹ thuật cao thì các tiêu chí đánh giá trong mục này phải nâng "trọng số" hoặc "điểm tối đa" lên và giảm "trọng số" hoặc "điểm tối đa" ở các mục khác xuống. Khi đó điểm chi tiết và điểm tổng hợp của từng phương án sẽ thay đổi theo.

Chương II

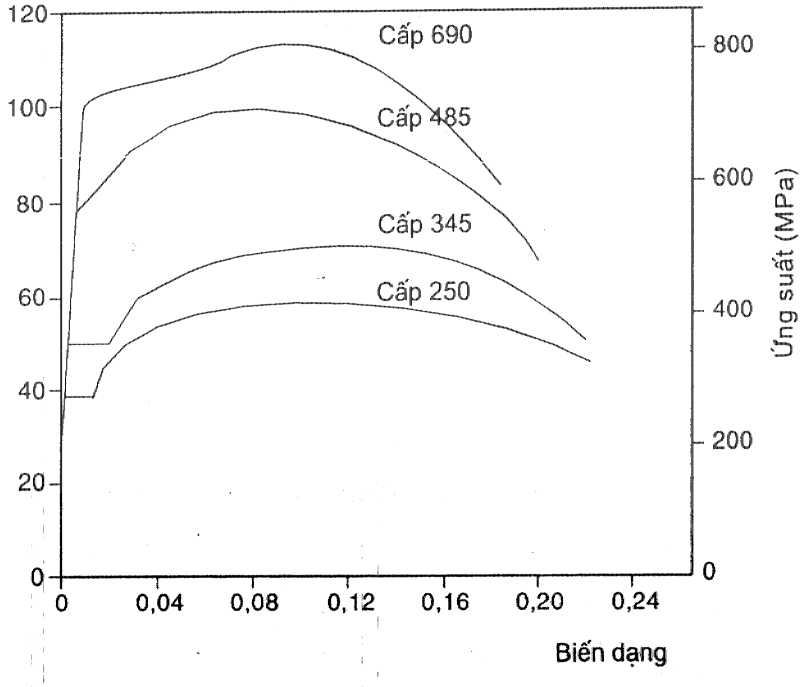
VẬT LIỆU THÉP

Thép là một hợp kim của sắt với cacbon và các thành phần hoá học khác. Trong đó một số kim loại quí hiếm như đồng, niken, crôm, molypden, vanadi... được đưa vào để làm tăng chất lượng của thép tuỳ theo mục đích sử dụng khác nhau. Tuy nhiên, một số thành phần hoá học không thể tránh được như lưu huỳnh, phốt pho và các á kim có hại còn dư trong thép đã làm giảm chất lượng của thép nên chúng cần được tinh lọc và loại bỏ đến mức thấp nhất có thể. Các nhà sản xuất phải chứng nhận các thành phần hóa học và tính chất cơ lý của thép được sản xuất. Người thiết kế thường xem xét các tính chất này và lựa chọn loại thép thích hợp để dùng trong công trình cầu sao cho phù hợp.

2.1. CÁC LOẠI THÉP

2.1.1. Phân loại thép

Các tính chất cơ học của thép công trình điển hình được miêu tả bằng các đường cong quan hệ giữa ứng suất và biến dạng như được thể hiện ở hình 2.1. Mỗi đường cong thể hiện một loại thép và ta thấy rằng chúng có tính chất khác nhau chỉ trừ biến dạng nhỏ khu vực gần gốc tọa độ. Dựa vào thành phần hóa học và cách gia công nhiệt, ta có bốn loại thép khác nhau là thép cacbon cấp 250, thép hợp kim thấp cường độ cao cấp 345, thép hợp kim thấp tôi nhúng cấp 485 và thép hợp kim tôi nhúng cường độ cao cấp 690 (xem hình 2.1).



Hình 2.1. Các đường cong ứng suất - biến dạng điển hình

Bảng 2.1 thể hiện một vài tính chất cơ học của bốn loại thép nói trên. Ngoài ra, theo quy phạm AISC, 16 loại thép được chấp nhận sử dụng và các tính chất của chúng được thể hiện ở bảng 2.2.

Bảng 2.1. Tính chất cơ học tối thiểu của thép

	Thép cacbon	Thép hợp kim thấp cường độ cao		Thép hợp kim thấp tôi nhúng	Thép hợp kim tôi nhúng cường độ cao	
Theo AASHTO	M270 cấp 250	M270 cấp 345	M270 cấp 345W	M270 cấp 485W	M270 cấp 690/690W	
ASTM tương đương	A709M cấp 250	A709M cấp 345	A709M cấp 345W	A709M cấp 485W	A709M cấp 690/690W	
Cường độ kéo min F_u (MPa)	400	450	485	620	760	690
Cường độ chảy min F_y (MPa)	250	345	345	485	690	620

Bảng 2.2. Tính chất thép theo AISC

Tên gọi theo ASTM	Ứng suất chảy tối thiểu F_y ksi (kN/cm^2)	Cường độ kéo đứt F_u ksi (kN/cm^2)	Ghi chú
A36	32 (22) 36 (25)	58-80 (40-55)	Dày trên 200 mm Đến 200 mm
A53 cấp B	35 (24)	60 (41,5)	
A242	42 (29) 46 (31.5) 50 (34.5)	63 (43,5) 67 (46) 70 (48)	Dày 40 đến 200 mm Dày 20 đến 40 mm Đến 20 mm
A441 thôi không sử dụng từ năm 1989, được thay bởi A572			
A500 cấp A cấp B cấp C A500 cấp A cấp B cấp C	33 (22,8) 42 (29) 46 (31,7) 39 (26,9) 46 (31,7) 50 (35,5)	45 (31) 58 (40) 62 (42,7) 45 (31) 58 (40) 62 (42,7)	Thép tròn - - Thép hình - -
A501	36 (25)	58 (40)	
A514	90 (62) 100 (69)	100-130 (69-89,5) 110-130 (76-89,5)	Dày 65 đến 150 mm Đến 65 mm
A529	42 (29)	60-85 (41,4-58,6)	Dày đến 13 mm

Bảng 2.2. (tiếp theo)

Tên gọi theo ASTM	Ứng suất chảy tối thiểu F_y ksi (kN/cm^2)	Cường độ kéo đứt F_u ksi (kN/cm^2)	Ghi chú
A570 cấp 40	40 (27,5)	55 (38)	
cấp 45	45 (31)	60 (41,5)	
cấp 50	50 (34,5)	65 (45)	
A572 cấp 42	42 (29)	60 (41,5)	Dày đến 150 mm
cấp 50	50 (34,5)	65 (45)	Dày đến 100 mm
cấp 60	60 (41,5)	75 (52)	Dày đến 32 mm
cấp 65	65 (45)	80 (55)	Dày đến 32 mm
A588	42 (29)	63 (43,5)	Dày 125 đến 200 mm
	46 (31,5)	67 (46)	Dày 100 đến 125 mm
	50 (34,5)	70 (48,5)	Dày đến 100 mm
A606	45 (31)	65 (45)	
	50 (34,5)	70 (48)	
A607 cấp 45	45 (31)	60 (41,5)	
cấp 50	50 (34,5)	65 (45)	
cấp 55	55 (38)	70 (48)	
cấp 60	60 (41,5)	75 (52)	
cấp 65	65 (45)	80 (55)	
cấp 70	70 (48)	85 (59)	
A618 cấp I, II	50 (34,5)	70 (48,5)	Dày đến 20 mm
cấp III	50 (34,5)	65 (45)	
A709 cấp 36	36 (50)	58-80 (40-55)	Dày đến 100 mm
cấp 50	50 (34,5)	65 (45)	Dày đến 100 mm
cấp 50W	50 (34,5)	70 (48,5)	Dày đến 100 mm
cấp 100 và 100W	90 (62)	100-130 (69-89,5)	Trên 65 đến 100 mm
cấp 100 và 100W	100 (69)	100-130 (76-89,5)	Dày đến 65 mm
A852	70 (48,5)		Dày đến 100 mm

Thép là một hợp kim mà thành phần cơ bản của nó là sắt. Ngoài ra còn có cacbon là một thành phần không thể thiếu trong tất cả các loại thép công trình. Nó làm tăng cường độ và độ cứng nhưng giảm tính dẻo, tính dai và tính hàn. Vì vậy, một số thành phần hợp kim khác được thêm vào để cải thiện những ảnh hưởng xấu, tăng chất lượng thép nhằm đáp ứng nhu cầu sử dụng khác nhau trong các công trình. Nói chung, thép hợp kim thấp có tổng thành phần hợp kim nhỏ hơn 1,5%, trong khi đó các thép hợp kim có tỉ lệ thành phần hợp kim cao hơn. Một vài tác dụng của các thành phần hóa học trong thép:

• Bo chỉ phụ thêm vào thép hợp kim tôi nhúng để tăng độ cứng.

• Trong thép cường độ cao: Mn, Mo, V được thêm vào để tăng cường độ.

• Cr, Cu và Ni có trong thép chống rỉ và góp phần cải thiện sức chịu rỉ trong không khí.

• P làm tăng cường độ, độ cứng và chống rỉ nhưng có hại cho độ dẻo dai nên hàm lượng bị hạn chế.

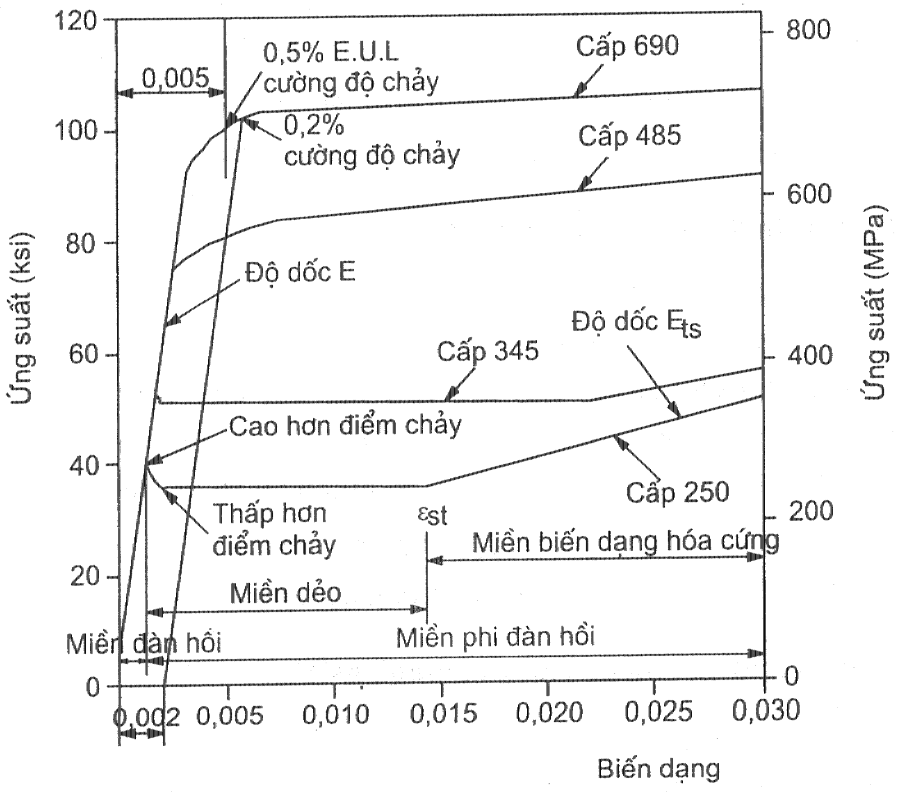
• S được xem như có hại do đó số phần trăm lớn nhất phải giới hạn nghiêm ngặt, trên hình 2.3 cho thấy thép cacbon có đồng (tối thiểu 0,2%) chỉ bằng một nửa thép cacbon thường.

• Si là nhân tố khử ôxy trong thép lỏng nên tạo tính đồng nhất cao.

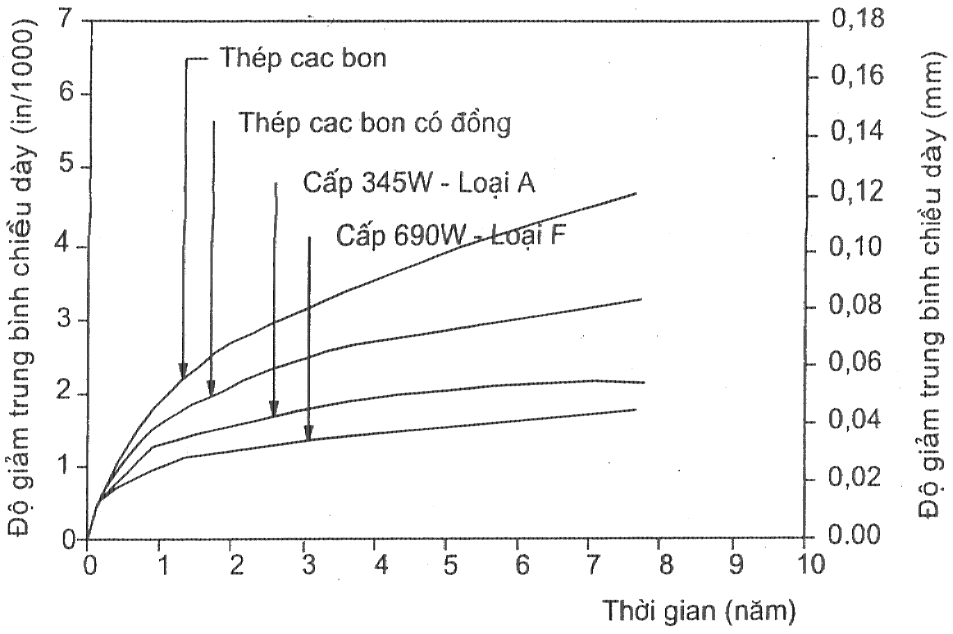
Hai tính chất của tất cả các cấp thép công trình được giả thiết là không đổi. Đó là mô đun đàn hồi $E_s = 200\,GPa$ và hệ số dãn nở nhiệt $\alpha = 11{,}7\times10^{-6}$ mm/mm/°C.

2.1.2. Thép cacbon dùng cho công trình

Một trong những tính chất cơ bản của thép cacbon công trình là dễ xác định cường độ chảy $F_y = 250$ MPa. Tính chất thép được thể hiện ở hình 2.2 và cho thấy rằng thép có tính dẻo tốt và có sự phân bố lại ứng suất cục bộ mà không nứt. Tính chất này làm cho thép cacbon được hay dùng làm liên kết. Thép cacbon chịu hàn tốt và thích hợp cho bản, thanh và các loại thép hình cho công trình. Tỷ lệ rỉ trên hình 2.3 cho thấy thép cacbon có đồng (tối thiểu 0,2%) chỉ bằng một nửa thép cacbon thường.



Hình 2.2. *Đường cong biến dạng và ứng suất điển hình*



Hình 2.3. Các đường cong rỉ cho vài loại thép trong môi trường công nghiệp

2.1.3. Thép hợp kim thấp cường độ cao

Các loại thép hợp kim thấp đã được kiểm soát các thành phần hoá học để phát triển cường độ chảy và cường độ kéo lớn hơn so với thép cacbon nhưng với tỷ lệ các chất phụ gia nhỏ hơn thép hợp kim.

Thép hợp kim thấp có cường độ chảy trong điều kiện cán nóng F_y = 345MPa cao hơn trong điều kiện gia công nhiệt. Thép này dễ dàng xác định điểm chảy và có độ dẻo tốt như thể hiện ở hình 2.2. Thép hợp kim thấp cường độ cao chịu hàn và thích hợp cho bản, thanh và thép hình công trình. Các hợp kim này cũng có tính chống rỉ tốt như được thể hiện trên hình 2.3. Chính vì những tính chất mong muốn như vậy, thép cấp 345 được người thiết kế lựa chọn hàng đầu dùng cho các cầu nhịp vừa và nhỏ.

2.1.4. Thép hợp kim thấp gia công nhiệt

Thép hợp kim thấp cường độ cao có thể gia công nhiệt để đạt cường độ cao hơn F_y = 480 MPa. Gia công nhiệt nhằm nâng cao điểm chảy dẻo để thành thép có cường độ cao như được thể hiện trên hình 2.2, và ta thấy rằng có sự chuyển tiếp nhanh hơn từ đàn hồi sang quá đàn hồi. Cường độ chảy cho các thép loại này thường được lấy ứng với 0,5% độ dãn dài dưới tác dụng của tải trọng quy định hoặc 0,2% theo định nghĩa bù.

Thép hợp kim thấp gia công nhiệt chịu hàn nhưng chỉ thích hợp cho tấm. Tính chống rỉ trong không khí giống thép hợp kim thấp cường độ cao.

2.1.5. Thép hợp kim cường độ cao gia công nhiệt

Việc tôi nhúng của thép này tương tự như thép hợp kim thấp nhưng khác nhau về thành phần hợp kim để có cường độ cao hơn F_y = 690 MPa và độ dai lớn hơn ở nhiệt độ thấp. Cường độ chảy được xác định bằng 0,5% độ dãn dài dưới tác dụng của tải trọng

hoặc 0,2% theo định nghĩa bù (E.U.L) như mô tả ở hình 2.2. Trên hình 2.1 cho thấy thép gia công nhiệt đạt đỉnh cường độ kéo và giảm rất nhanh với biến dạng thấp hơn so với thép không gia công nhiệt. Chính vì vậy, tính dẻo thấp hơn có thể trở thành vấn đề cho một số công trình và để thận trọng cần làm thí nghiệm trước khi sử dụng thép gia công nhiệt.

Đường cong rỉ cho thép hợp kim cấp 690 được thể hiện ở hình 2.3 và ta thấy loại thép này có tính chống rỉ tốt nhất trong bốn loại thép.

Thép hợp kim cường độ cao, gia công nhiệt chịu hàn nhưng chỉ phù hợp cho thép tấm dùng trong công trình cầu.

2.2. TÍNH CHẤT CƠ LÝ CỦA THÉP

2.2.1. Tính chất của thép chịu kéo

Tính chất chịu kéo của thép nói chung được xác định từ những thí nghiệm kéo trên những mẫu thép được gia công theo kích thước tiêu chuẩn. Sự làm việc của thép ở những thí nghiệm này gần giống với sự làm việc của các phần tử trong kết cấu thép dưới tác dụng của tải trọng tĩnh. Đối với các loại kết cấu thép, do điểm chảy và mô đun đàn hồi được xác định khi chịu kéo và chịu nén gần như nhau nên các thí nghiệm chịu nén thường bỏ qua. Tính chất cơ học của thép khi chịu nén thường được lấy theo tính chất cơ học của thép khi chịu kéo.

Đường cong quan hệ giữa ứng suất và biến dạng khi thép chịu kéo được thể hiện hình 2.1. Đoạn đầu của các đường cong này được phóng to như mô tả ở hình 2.2.

2.2.1.1. Các miền biến dạng

Khi mẫu thép chịu tải trọng, quan sát thấy đoạn đầu là miền đàn hồi không có biến dạng lâu dài. Vì vậy, nếu dỡ tải trọng thì mẫu thép trở lại kích thước ban đầu. Tỷ số giữa ứng suất và biến dạng trong miền đàn hồi gọi là mô đun đàn hồi (còn gọi là mô đun Young). Giá trị mô đun này khoảng 2×10^5 MPa đối với hầu hết các loại thép dùng trong kết cấu.

Biến dạng khi vượt qua miền đàn hồi trong thí nghiệm kéo được gọi là miền quá đàn hồi. Đối với thép cán và thép hợp kim thấp cường độ cao thì miền biến dạng này chia làm hai phần. Phần đầu gọi là miền dẻo trong đó biến dạng tăng nhưng ứng suất không tăng. Phần tiếp theo là miền biến dạng hóa cứng trong đó sự tăng biến dạng đi cùng với sự tăng đáng kể ứng suất. Tuy nhiên, đối với thép gia công nhiệt nói chung không thể hiện rõ ràng miền dẻo hoặc biến dạng hóa cứng.

Biến dạng khi hóa cứng bắt đầu và tỷ lệ giữa ứng suất tăng với biến dạng trong miền biến dạng hóa cứng (mô đun hóa cứng E_{st}) đã được xác định đối với thép than và thép hợp kim thấp. Giá trị trung bình của E_{st} là 600 ksi (4140 MPa).

2.2.1.2. Điểm chảy, cường độ chảy và cường độ chịu kéo

Như được mô tả ở hình 2.2, đối với thép than và thép hợp kim thấp, ta thấy có điểm cao hơn và điểm thấp hơn điểm chảy. Cao hơn điểm chảy là giá trị được ghi lại trong thí nghiệm kéo và vì thế nó được được gọi một cách đơn giản là điểm chảy.

Đối với thép gia công nhiệt thì không xác định được điểm chảy trong thí nghiệm kéo. Do đó, cần thiết phải xác định cường độ chảy. Như thể hiện trên hình 2.2, cường độ chảy thường được chỉ rõ một trong hai cách. Thứ nhất, đối với thép có cường độ không lớn hơn 80 ksi (550 MPa) thì cường độ chảy được bằng ứng suất khi mẫu thí nghiệm đạt đến 0,5% độ dãn dài dưới tác dụng của tải trọng và có thể xem là điểm chảy. Thứ hai, đối với thép cường độ cao hơn, cường độ chảy là ứng suất tại đó mà mẫu đạt đến biến dạng 0,2% lớn hơn sau khi hết miền đàn hồi (tức là 0,2% theo định nghĩa bù).

Ứng suất lớn nhất đạt đến trong thí nghiệm kéo được gọi là cường độ chịu kéo của thép. Sau khi đạt đến ứng suất này, biến dạng tăng cùng với sự giảm ứng suất và cuối cùng xảy ra đứt.

2.2.1.3. Tính dẻo

Đây là tính chất quan trọng của kết cấu thép. Nó cho phép phân bố lại ứng suất trong các phần tử liên tục và tại các điểm có ứng suất cục bộ lớn.

Trong thí nghiệm kéo, độ dẻo được đo đạc bằng phần trăm độ dãn dài trên chiều dài thanh thép hoặc phần trăm sự giảm của diện tích tiết diện ngang. Phần trăm độ dãn dài được xác định bằng cách làm cho khớp mẫu thép với nhau sau khi đứt, xác định chiều dài và chia giá trị tăng này cho chiều dài ban đầu, nghĩa là:

$$\varepsilon = \frac{L_f - L_o}{L_o} \times 100 \qquad (2.1)$$

trong đó: ε - độ dãn dài (%);

L_f - chiều dài mẫu thép tại thời điểm đứt;

L_o - chiều dài mẫu thép ban đầu.

Tương tự như vậy, phần trăm giảm diện tích được xác định từ các đo đạc tiết diện ngang mẫu trước và sau thí nghiệm. Cả hai cách đo độ dẻo là một chỉ số về khả năng của vật liệu để làm biến dạng trong miền quá đàn hồi. Tuy nhiên, nói chung không có tiêu chuẩn quy định về độ dẻo nhỏ nhất đối với các loại kết cấu khác nhau.

2.2.1.4. Tỷ số Poisson

Tỷ số giữa biến dạng ngang và dọc dưới tác dụng tải trọng gọi là tỷ số Poisson υ. Tỷ số này giống nhau cho tất cả kết cấu thép, và được lấy bằng 0,3 trong miền đàn hồi và 0,5 trong miền dẻo xảy ra đứt.

2.2.2. Tính chất của thép chịu cắt

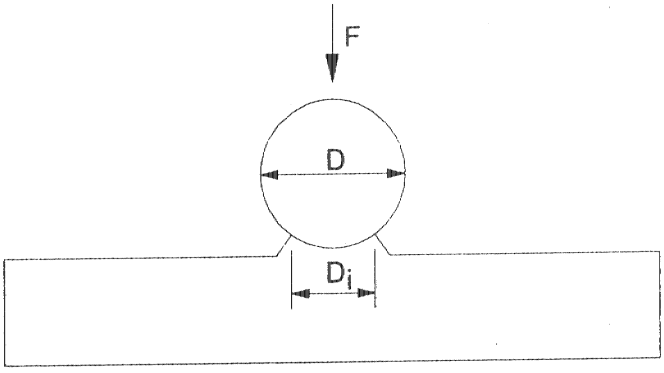
Tỷ số giữa ứng suất cắt và biến dạng cắt trong quá trình làm việc đàn hồi ban đầu gọi là mô đun cắt G. Theo lý thuyết đàn hồi, đại lượng này có quan hệ với mô đun đàn hồi E và tỷ số Poisson υ và được xác định bởi:

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)} \tag{2.2}$$

Vì vậy, giá trị nhỏ nhất của G đối với các kết cấu thép khoảng 11×10^3 ksi (75×10^3 MPa). Ứng suất chảy chịu cắt bằng khoảng 0,58 ($1/\sqrt{3}$) lần ứng suất chảy chịu kéo. Cường độ chịu cắt hoặc ứng suất cắt khi bị phá hoại do cắt thuần túy biến thiên từ 2/3 đến 3/4 cường độ chịu kéo đối với các loại thép khác nhau. Bởi vì sự quan hệ thường không thay đổi giữa tính chất chịu cắt và chịu kéo đối với các kết cấu thép và cũng vì khó khăn làm thí nghiệm cắt chính xác nên thí nghiệm cắt ít khi được thực hiện.

2.2.3. Thí nghiệm độ cứng

Trong thí nghiệm độ cứng Brinell, một quả cầu nhỏ với kích cỡ cho trước tác dụng vào mẫu thép phẳng bởi một tải trọng tĩnh đã biết. Đường kính vết lõm tạo ra trên mẫu có thể được đo bởi kính hiển vi. Khi đó, giá trị độ cứng Brinell có thể được tính toán bằng tỷ số giữa tải trọng tác dụng (đơn vị kg) với diện tích bề mặt vệt lõm (đơn vị mm^2). Trong thực tế, giá trị độ cứng có thể đọc trực tiếp trong các bảng với các số liệu vết lõm cho sẵn. Hình 2.4 thể hiện mô hình tính toán độ cứng theo Brinell và độ cứng này được tính:



Hình 2.4. *Xác định độ cứng Brinell*

$$BHN = \frac{F}{\frac{\pi}{2}D\left(D-\sqrt{D^2-D_i^2}\right)} \tag{2.3}$$

trong đó: F - lực tác dụng (kg);

D - đường kính quả cầu (mm);

D_i - đường kính vết lõm (mm).

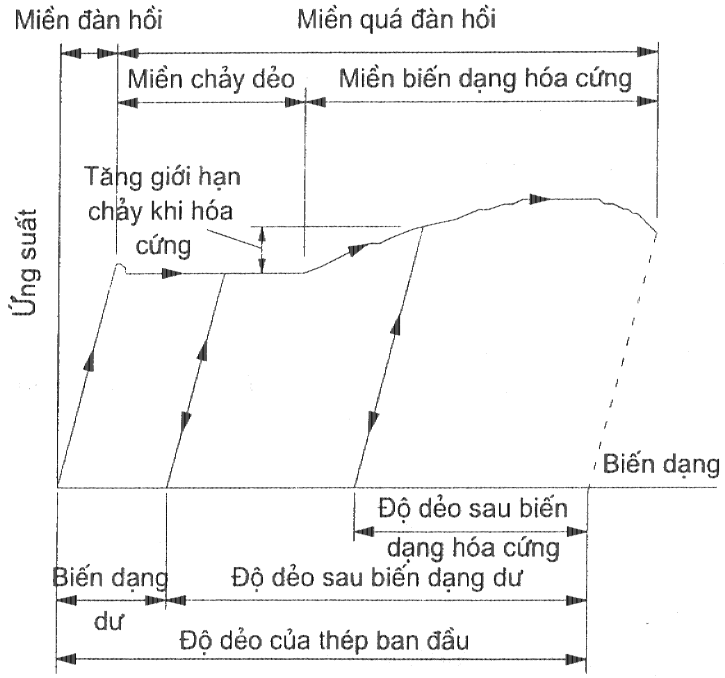
Thí nghiệm độ cứng Rockwell giống như nguyên lý thí nghiệm của Brinell. Một mũi kim cương tựa hình nón thỉnh thoảng được dùng để tạo ra vết lõm và chiều sâu vết lõm được đo với thiết bị đo đạc chiều sâu vi sai. Số đo này có thể được đọc trực tiếp trên thiết bị, trở thành giá trị độ cứng Rockwell. Ngoài ra, còn có các thí nghiệm khác, ví dụ như thí nghiệm Vickers. Theo thí nghiệm này, các bảng được lập sẵn cho biết quan hệ gần đúng giữa các độ cứng khác nhau đã được xác định đối với một loại thép nào đó.

Độ cứng được xem xét liên quan đến cường độ chịu kéo của thép. Mặc dù không có quy luật tuyệt đối để chuyển độ cứng sang cường độ chịu kéo, nhưng có sẵn các biểu đồ về các chuyển đổi gần đúng. Bởi vì tính đơn giản của nó nên thí nghiệm độ cứng được dùng rộng rãi trong các phương pháp chế tạo để phỏng đoán cường độ chịu kéo và kiểm tra tính đồng nhất của cường độ chịu kéo trong các sản phẩm khác nhau.

2.2.4. Ảnh hưởng sự cứng nguội đến tính chất chịu kéo

Trong chế tạo kết cấu, thép bản và thép hình thường được hình thành với nhiệt độ trong phòng để tạo ra những hình dáng mong muốn. Quá trình cứng nguội này gây nên biến dạng quá đàn hồi kể từ khi thép ngăn cản sự tạo hình của nó. Để minh họa các ảnh hưởng tổng quát của biến dạng trên đến cường độ và tính dẻo, ta xét đến sự làm việc của mẫu thép than chịu kéo đến biến dạng dẻo và kéo lại mẫu thép tiếp sau đó. Tuy nhiên, sự làm việc chính xác của các phần tử kết cấu cứng nguội còn nhiều phức tạp.

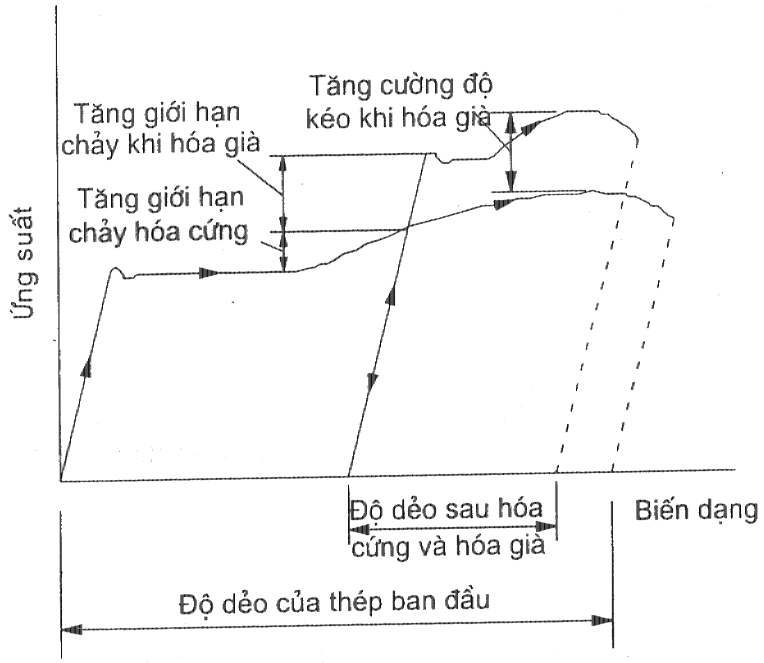
Như được minh họa hình 2.5, nếu mẫu thép không chịu tải trọng sau khi bị kéo đến miền dẻo hoặc miền hóa cứng thì đường cong ứng với không có tải sẽ đi theo đường song song với đường đàn hồi. Vì vậy, sau khi dỡ tải trọng vẫn còn biến dạng dư. Nếu mẫu bị tải trọng tác dụng lại một cách tức thời thì nó sẽ đi theo đường cong ứng với không tải trọng.



Hình 2.5. Biểu đồ ứng suất-biến dạng minh họa ảnh hưởng thép bị hóa cứng

Nếu biến dạng dẻo ít hơn biến dạng yêu cầu để bắt đầu hóa cứng thì ứng suất chảy của thép bị biến dạng dẻo gần như bằng ứng suất chảy của vật liệu nguyên gốc. Tuy nhiên, nếu biến dạng dẻo đủ để gây ra biến dạng hóa cứng thì ứng suất chảy của thép lớn hơn. Trong dẫn chứng khác, cường độ chịu kéo vẫn như nhau nhưng tính dẻo mà xác định từ điểm chất lại tải trọng thì nhỏ đi, sự giảm tính dẻo gần bằng với lượng biến dạng trước quá đàn hồi (hình 2.5).

Mẫu thép khi đã bị dãn ra trong miền hóa cứng không chịu tải trọng và để già đi trong vài ngày với nhiệt độ trong phòng (hoặc thời gian ngắn hơn với nhiệt độ cao vừa phải) thường thể hiện tính chất làm việc như ở hình 2.6 trong quá trình chất lại tải trọng. Hiện tượng này, được biết như sự hóa già, có cường độ chảy và kéo cao hơn trong khi tính dẻo giảm đi.



Hình 2.6. *Biểu đồ ứng suất - biến dạng biểu diễn ảnh hưởng thép hóa già*

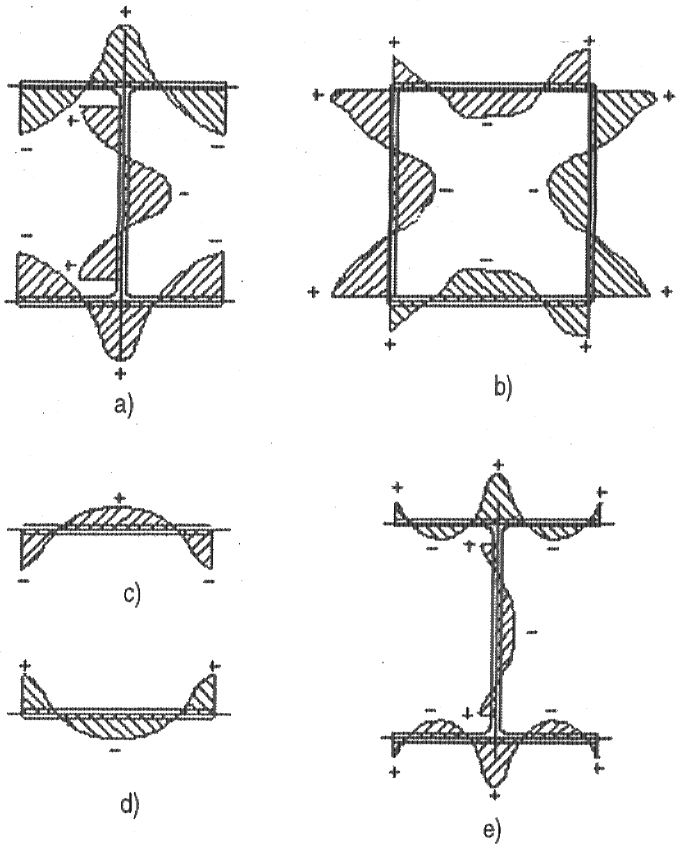
2.2.5. Ứng suất dư

Ứng suất vẫn tồn tại trong các phần tử kết cấu mà không chịu bất kỳ ngoại lực nào được gọi là ứng suất dư. Ứng suất dư phát sinh trong quá trình gia công nhiệt, gia công cơ học và luyện thép như được thể hiện ở hình 2.7. Nó ảnh hưởng đến cường độ phần tử chịu lực dọc trục và chịu uốn.

Trong thép cán nóng, ứng suất dư sinh ra do tốc độ nguội lạnh không đều. Ví dụ, đối với dầm cánh rộng, tâm của biên dầm nguội chậm hơn nhiều và xuất hiện ứng suất dư kéo để cân bằng với ứng suất dư nén xuất hiện những nơi khác trên tiết diện (xem hình 2.6a). Trong kết cấu hàn, ứng suất dư kéo xuất hiện gần mối hàn và ứng suất dư nén xuất hiện ở khác để tạo sự cân bằng (xem hình 2.7b).

Đối với các tấm có mép cán, tại các mép tấm là ứng suất dư nén (xem hình 2.7c). Tuy nhiên, khi mép cắt bằng lửa thì tại đó xuất hiện ứng suất kéo (xem hình 2.7d). Đối với phần tử có tiết diện chữ I hàn, điều kiện ứng suất tại các mép bản biên trước khi hàn được phản ánh như là ứng suất dư sau cùng (xem hình 2.7e).

Sự phân bố ứng suất dư đề cập ở trên gần như không đổi dọc theo chiều dài của thanh. Tuy nhiên, ứng suất dư cũng có thể xảy ra ở một số vùng riêng lẻ trong phần tử bởi vì sự chảy dẻo cục bộ trong quá trình chế tạo, như sự nắn thẳng khi nguội hoặc nóng.



Hình 2.7. *Sơ họa ứng suất dư trong các tiết diện cán và ghép trong xưởng*
a. Thép hình cán nóng; b. Tiết diện hộp hàn; c. Bản cán mép; d. Bản cắt mép bằng lửa;
e. Dầm chế tạo từ các bản cắt bằng lửa

Khi tải trọng tác dụng lên kết cấu, sự có mặt của ứng suất dư thường gây ra sự làm việc quá đàn hồi sớm, nghĩa là sự chảy xảy ra ở một số vùng cục bộ trước khi ứng suất danh định đạt đến giới hạn chảy. Do thép có tính dẻo nên ảnh hưởng cường độ của các thanh chịu kéo thường không đáng kể, nhưng các ứng suất dư kéo quá mức khi tổ hợp với các điều kiện tải trọng khác có thể gây ra đứt gãy. Trong các thanh chịu nén, ứng suất dư làm giảm tải trọng gây mất ổn định của thanh. Tuy nhiên, nói chung trong tiêu chuẩn thiết kế hiện hành, việc dùng các thanh chịu nén để giải thích ảnh hưởng của ứng suất dư.

Trong các phần tử chịu uốn có ứng suất dư, độ võng quá đàn hồi không đáng kể có thể xảy ra khi tải trọng tác dụng đầu tiên. Tuy nhiên, dưới tác dụng các tải trọng sau đó có cường độ lớn thì sự làm việc là đàn hồi. Hơn nữa, trong các tiết diện chắc, sự có mặt của ứng suất dư không ảnh hưởng đến mô men dẻo. Bởi vậy, trong thiết kế các phần tử uốn chịu tải trọng tĩnh, không cần thiết xem xét các ứng suất dư.

2.2.6. Ảnh hưởng ứng suất lặp/mỏi

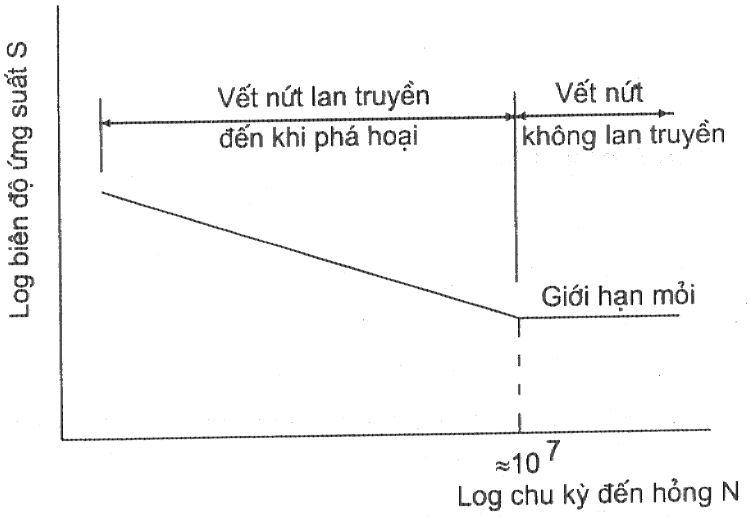
Khi thiết kế cầu thép, người thiết kế phải nhận thức được ảnh hưởng của ứng suất lặp. Xe đi qua bất kỳ vị trí nào trên cầu đều lặp đi lặp lại theo thời gian. Các ứng suất lặp này do tải trọng sử dụng và các ứng suất lớn nhất của thép cơ bản trong tiết diện

ngang được lấy nhỏ hơn cường độ vật liệu. Tuy nhiên, nếu có hiện tượng tăng ứng suất do tính không liên tục của kim loại hoặc dạng hình học của thép cơ bản thì ứng suất tại vị trí gián đoạn có thể tăng gấp 2-3 lần ứng suất tính toán do tải trọng sử dụng. Thậm chí ngay cả ứng suất không thường xuyên này, nếu nó được lặp lại nhiều lần sẽ tích luỹ hư hỏng, vết nứt sẽ hình thành và kết quả là phần tử có thể bị đứt gãy. Hiện tượng hư hỏng cơ học này, mà bao gồm sự hình thành và phát triển vết nứt dưới tác dụng của ứng suất lặp, mỗi vết nứt bản thân nó cũng đủ gây phá hoại, được gọi là mỏi.

2.2.6.1. Xác định cường độ mỏi

Cường độ mỏi không phải là hằng số của vật liệu như cường độ hay mô đun đàn hồi. Nó phụ thuộc vào hình thái đặc biệt của mối nối và thực tế chỉ có thể xác định bằng thực nghiệm. Bởi vì hầu hết ứng suất tập trung do tính không liên tục của kích thước hình học và kim loại liên kết với mối hàn, nên hầu hết các thí nghiệm về cường độ mỏi đều thực hiện trên các loại mối nối.

Quá trình thí nghiệm liên kết hàn là cho một loạt mẫu giống nhau chịu biên độ ứng suất S nhỏ hơn ứng suất chảy của thép cơ bản và lặp lại biên độ ứng suất đó với N chu kỳ cho đến khi liên kết bị hỏng. Vì biên độ ứng suất giảm, số chu kỳ phá hoại tăng. Kết quả thí nghiệm này thường thể hiện trên biểu đồ $\log S$ và $\log N$. Đường cong điển hình $S-N$ cho liên kết hàn được thể hiện trên hình 2.8. Tại bất kỳ điểm nào trên đường cong, giá trị ứng suất là cường độ mỏi và số chu kỳ là tuổi thọ mỏi ứng với ứng suất đó. Chú ý rằng khi biên độ ứng suất giảm đến một giá trị nào đó thì số chu kỳ ứng suất vô cùng lớn tác dụng vẫn không gây hư hỏng kết cấu và giới hạn ứng suất này gọi là giới hạn mỏi hay giới hạn chịu đựng của liên kết.

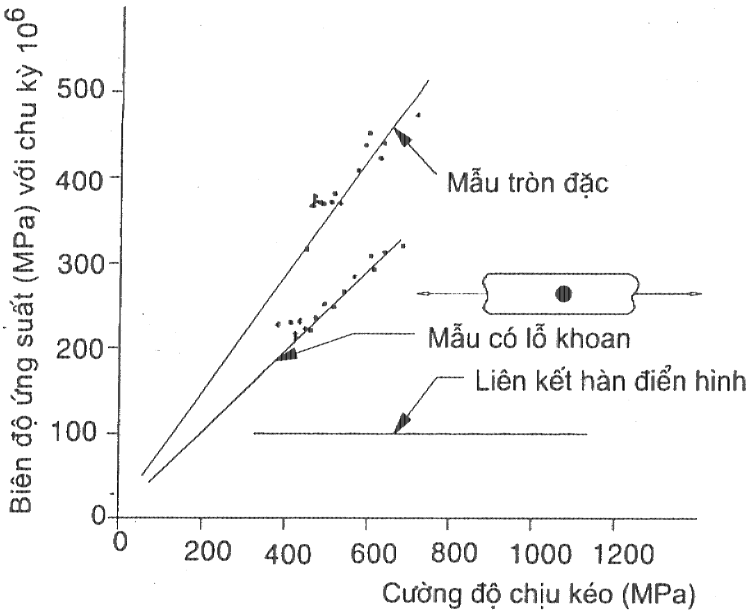


Hình 2.8. *Đường cong điển hình S-N cho mối nối hàn*

2.2.6.2. Ảnh hưởng của cường độ vật liệu cơ bản

Cường độ chịu mỏi của các phần tử không hàn tăng theo cường độ chịu kéo của vật liệu cơ bản. Cường độ mỏi này được thể hiện trên hình 2.9 với cả hai mẫu tròn đặc và

mẫu có khoan lỗ. Tuy nhiên, đối với thép cường độ cao dùng trong phần tử hàn thì không thấy sự tăng rõ rệt về cường độ mỏi.



Hình 2.9. *So sánh cường độ mỏi với cường độ tĩnh*

Giải thích sự khác nhau về ứng xử là trong vật liệu không hàn, vết nứt hình thành trước, sau đó mới lan truyền và gây ra hư hỏng; trong khi đó đối với liên kết hàn, các vết nứt đã tồn tại và chúng chỉ cần phát triển. Tỷ lệ lan truyền vết nứt không thay đổi nhiều theo cường độ chịu kéo. Do đó cường độ mỏi của mối hàn phụ thuộc vào thép của mối nối.

Ta cần phải hiểu rằng mỏi là nguyên nhân phổ biến nhất gây hư hỏng kết cấu thép, phần lớn là do không nhận thức đầy đủ ở giai đoạn thiết kế và bản vẽ thiết kế tốt là kết cấu chịu được cường độ mỏi cao. Cần chú ý đầy đủ đến việc lựa chọn liên kết và cấu tạo. Nếu có kiến thức về mỏi sẽ loại trừ nguy cơ phá hoại và khi không hiểu biết về vấn đề này có thể gây ra tai họa.

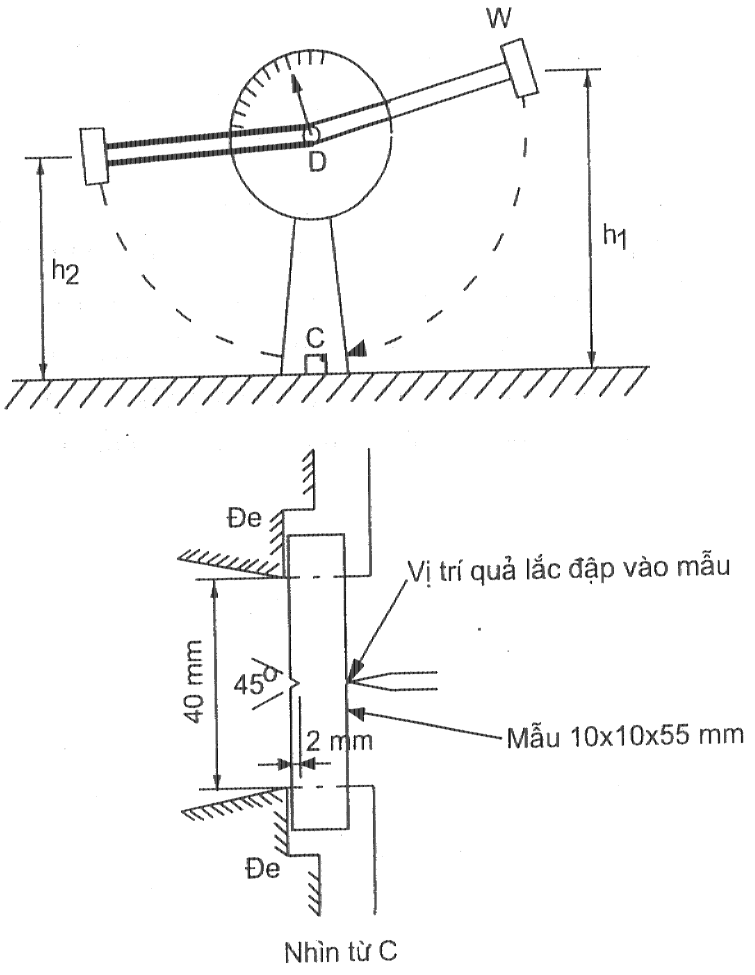
2.2.7. Hiện tượng phá hoại dòn

Người thiết kế cần phải hiểu biết những điều kiện gây nên phá hoại dòn trong kết cấu thép. Cần tránh phá hoại dòn khi thép mất tính dẻo. Phá hoại dòn có thể xuất hiện khi ứng suất còn tương đối thấp, một số trường hợp vết nứt xuất hiện và lan truyền nhanh chóng dẫn tới hư hỏng đột ngột gây hậu quả nghiêm trọng.

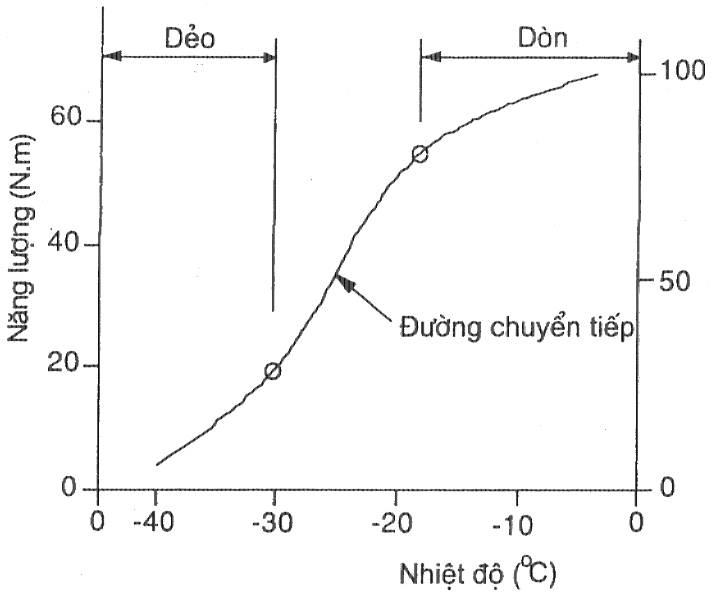
Một trong các nguyên nhân gây ra phá hoại dòn là trạng thái ứng suất kéo ba chiều có thể xuất hiện ở rãnh của các phần tử hoặc ở những chỗ không liên tục của liên kết hàn. Khi xuất hiện hư hỏng dẻo, lực cắt dọc theo mặt trượt phát triển. Hiện tượng trượt giữa các mặt vật liệu có thể nhìn thấy ở phần dưới tiết diện ngang trong thí nghiệm kéo mẫu chuẩn. Sự chuyển động dọc theo mặt trượt tạo ra thềm chảy làm tăng biến dạng, điều này đặc trưng cho phá hoại dẻo. Nhìn vào mặt cắt ngang sau phá hoại có thể phân biệt được sự xuất hiện tinh thể đứt gãy, việc xuất hiện các thớ thép của mặt bị cắt và hiện tượng này đặc trưng cho trượt cắt. Tỷ số diện tích cắt trên diện tích ngang càng lớn thì tính dẻo càng cao.

Trong thí nghiệm mẫu kéo một chiều, không có ứng suất ngang cản trở sự phát triển của mặt trượt. Tuy nhiên, ứng suất tập trung tại rãnh hay ứng suất do quá trình lạnh của mối hàn không liên tục bị ngăn cản, có thể phát sinh tình trạng căng ba chiều mà ở đó lực cắt không phát triển. Khi tải trọng động phát sinh ứng suất phụ, hiện tượng đứt gãy đột ngột có thể xuất hiện thường ở thớ chịu kéo do uốn.

Một nguyên nhân khác của phá hoại dòn là nhiệt độ môi trường thấp. Thép công trình thể hiện tính dẻo ở nhiệt độ trên 0°C nhưng chuyển thành dòn khi nhiệt độ giảm. Nhiều thí nghiệm đo độ nhạy cảm tương đối của thép chuyển sang dòn khi nhiệt độ giảm. Thí nghiệm này gồm một mẫu dầm đơn giản có tạo rãnh V ở giữa nhịp bị gãy sau một cú đập của quả búa lắc như thể hiện ở hình 2.10. Năng lượng yêu cầu phá hoại mẫu được xác định bằng hiệu số chiều cao quả búa trước và sau khi đập vào mẫu. Năng lượng phá hỏng liên quan đến tỉ lệ phần trăm của tiết diện ngang bị phá hỏng bởi lực cắt. Năng lượng càng cao thì phần trăm phá hoại do cắt càng lớn. Biểu đồ tiêu biểu về kết quả thí nghiệm này khi nhiệt độ thay đổi được thể hiện trên hình hình 2.11. Nhiệt độ chuyển dẻo này xác định bằng thí nghiệm mẫu rãnh V, là nhiệt độ tại một mức năng lượng hay nhiệt độ nhất định mà tại đó cho ta tỷ lệ phần trăm tiết diện ngang bị cắt đứt. Tiêu chuẩn AASHTO đã cho trị số năng lượng phá hoại nhỏ nhất là 20 Nm để đo độ dẻo dai của thép cầu trong các nhiệt độ khác nhau.

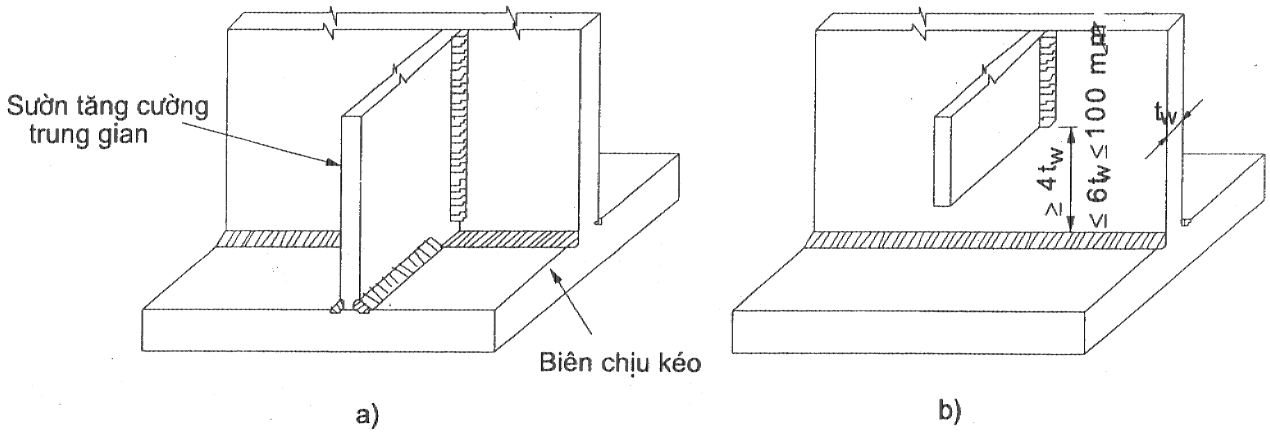


Hình 2.10. *Thí nghiệm động mẫu rãnh V*



Hình 2.11. Sự chuyển tính chất từ dẻo sang dòn của thép cacbon thấp

Liên kết hàn cần được cấu tạo để tránh ứng suất kéo ba chiều và khả năng phá hoại dòn. Có một ví dụ là liên kết hàn của sườn tăng cường với vách của dầm ghép. Trước đây, sườn tăng cường có chiều cao bằng chiều cao vách và thường được hàn vào biên kéo và nén. Nếu sườn tăng cường được hàn vào biên chịu kéo như hình 2.12a thì sự cản trở của mối hàn khi nguội theo ba chiều tạo ứng suất kéo ba chiều trong vách. Thông thường hiện tượng ứng suất giống như có rãnh xuất hiện trong liên kết hàn do sai sót về vật liệu, cắt, cắt hụt, và vết đập. Nếu ứng suất kéo chính do ứng suất dư của hàn, ứng suất tập trung trong rãnh và ứng suất kéo uốn trong ba chiều đạt trị số như nhau thì ứng suất cắt bị loại trừ và phát sinh ra hiện tượng dòn. Nếu điều kiện này trong liên kết hàn cộng với giảm nhiệt độ thì năng lượng đòi hỏi phá hoại dòn giảm đáng kể và có thể xảy ra phá hoại dòn. Phá hoại vách như vậy xuất hiện ở các liên kết hàn của sườn tăng cường trung gian vào biên chịu kéo mà ngày nay không cho phép nữa. Các tiêu chuẩn hiện hành yêu cầu các sườn tăng cường phải cắt ngắn ở biên chịu kéo như hình 2.12b.



Hình 2.12. Mối hàn giữa sườn tăng cường với bản biên chịu kéo của dầm ghép
a) Cấu tạo không đúng; b) Cấu tạo đúng

2.3. THÉP CẦU VÀ VẤN ĐỀ CHỐNG RỈ

Một trong các quyết định quan trọng của người thiết kế là chọn cấp thép thích hợp và biện pháp chống rỉ. Việc này chẳng những là yêu cầu của kết cấu mà còn là yếu tố kinh tế vì nó quyết định tuổi thọ, chi phí bảo quản và sửa chữa cầu.

Tiêu chuẩn AASHTO chấp nhận dùng thép M270 với các cấp quy định. Nó tương đương với thép ASTM A709 có cùng cấp, riêng AASHTO quy định bắt buộc có độ dẻo dai. Tính chất vật liệu của thép M270 và các thép tương đương ASTM đã được liệt kê ở bảng 2.1. Thép ASTM theo yêu cầu của AASHTO dùng thích hợp cho cầu hàn.

Thép chất lượng cao (HPS) là các loại thép mới làm tăng độ tin cậy và giá thành giảm. Riêng cấp HPS 70W có cường độ nhỏ nhất 480 MPa đang được dùng trong thiết kế cầu. HPS chống rỉ và có độ dẻo dai chống xung kích cao. HPS có chỉ số chống gỉ I không nhỏ 6,5, làm tăng sức kháng rỉ so với các thép khác và được ký hiệu bằng chữ W. Cấp chống rỉ được xác định bằng chỉ số chống rỉ I, bằng 6 và cao hơn thép theo tiêu chuẩn ASTM F101. Ngoài ra, tính chất chịu phá hoại động mẫu chữ V của các loại thép này thường lớn hơn 1,38 kN/m ở 10°C.

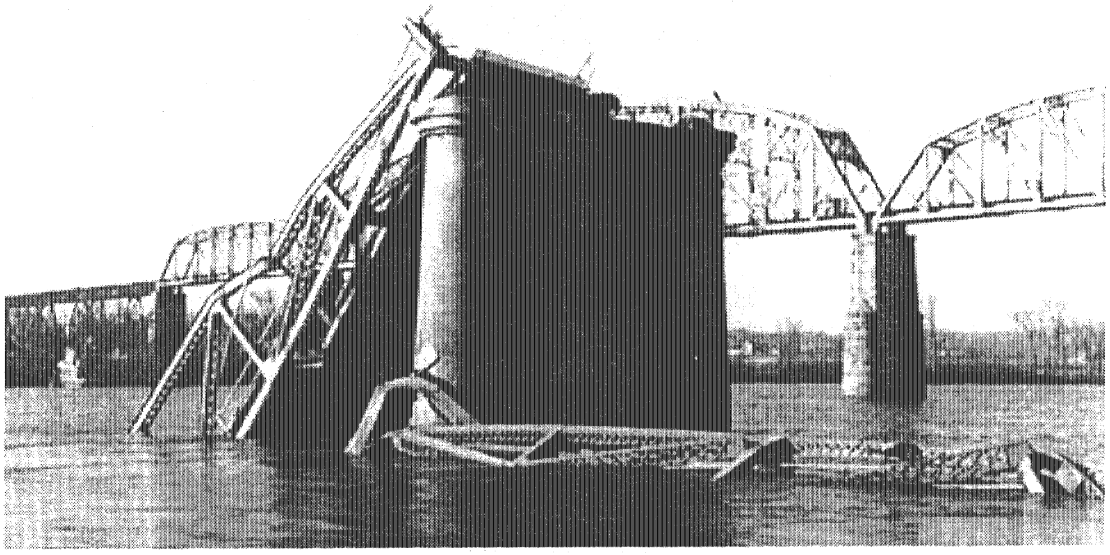
2.3.1. Rỉ của thép và ảnh hưởng của nó đến công trình cầu

Sự tích đọng của muối và nước là nguyên nhân hàng đầu gây rỉ thép trên cầu ô tô. Nguồn gốc của muối và nước là do sự rò rỉ trên mặt cầu xuống hoặc do sự tích tụ của hơi nước. Rỉ tác động lên thép có các dạng sau đây:

- Rỉ chung: là sự hao mòn bề mặt vật liệu, dần dần làm mỏng vật liệu. Dạng rỉ này chủ yếu làm hỏng công trình, và là dạng phổ biến nhất.
- Rỉ rỗ: là hiện tượng rỉ cục bộ và chỉ chiếm diện tích rất nhỏ. Các vết lõm có thể do cán thép không chuẩn có thể bị nguy hiểm bởi rỉ rỗ ăn sâu và thép mà không phát hiện được. Rỉ rỗ là nguồn gốc của ứng suất tập trung.
- Rỉ điện: là dạng rỉ xuất hiện khi có hai loại thép khác nhau, tức là thép có thành phần hoá học khác nhau gây hiện tượng điện hoá. Rỉ điện thường gặp ở các mối liên kết bu lông hoặc hàn vì thép cơ bản thường khác với thép hàn.
- Rỉ rãnh: là dạng rỉ xuất hiện trên diện tích rất nhỏ như dưới lớp sơn, giữa các mặt phay hoặc tại các vị trí lỗ.
- Rỉ ứng suất: là loại rỉ của thép chịu kéo nằm trong môi trường rỉ. Sự có mặt các vết nứt trên mặt thép xuất hiện dần dần dưới tác dụng của tải trọng lặp và sự hình thành rỉ ở đầu vết nứt làm tăng nhanh sự lan truyền nứt.

Ngoài ra cũng cần biết đối với thép ít cac bon trong môi trường bình thường, hiện tượng rỉ ứng suất không quan trọng nhưng rỉ mỏi cần được quan tâm. Đó là hiện tượng kết hợp giữa rỉ rỗ, rỉ rãnh và rỉ ứng suất. Hiện tượng này có thể được xem là nguyên nhân của sụp đột ngột cầu Virginia ngày 15/12/1967 (được xây dựng năm 1928) làm

chết 44 người và 2 người mất tích, được thể hiện ở hình 2.13. Ảnh hưởng của rỉ mỏi là giảm tuổi thọ mỏi của cầu.



Hình 2.13. *Cầu Silver (1928) bị sụp đổ năm 1967 do rỉ*

Rỉ làm giảm chiều dày bản thép có thể ảnh hưởng tới khả năng mất ổn định của thanh. Bản biên dầm thép rỉ làm giảm khả năng chịu uốn của dầm. Nếu vách rỉ làm khả năng chịu cắt bị ảnh hưởng. Trong dầm liên hợp liên tục, biên dưới của vùng chịu mô men âm bị rỉ có khả năng làm bản biên chịu nén mất ổn định.

Tốc độ rỉ trong các môi trường khác nhau đã được nghiên cứu trong nhiều tài liệu. Tốc độ rỉ có thể tăng đáng kể trong môi trường biển vì lượng ăn mòn hàng năm có thể lên tới 0,005-0,03 mm/năm và có những phần công trình lên đến 0,06-0,12 mm/năm. Đôi khi rỉ có thể ảnh hưởng bất lợi đến cầu thép đến mức thay bằng cầu mới rẻ hơn việc sửa chữa nó.

Theo một số nhà nghiên cứu, tính chưa hoàn hảo của thép không rỉ trong cầu ô tô là do việc áp dụng loại vật liệu này chưa đúng chỗ hay chưa đúng điều kiện do còn thiếu hiểu biết về các hạn chế của thép không gỉ hoặc có cấu tạo không thích hợp. Về vấn đề chưa hoàn hảo của thép không rỉ, Hiệp hội đường bộ Mỹ (FHWA) năm 1998 ra bản hướng dẫn về sử dụng thép không sơn trong cầu ô tô. Bản hướng dẫn khuyên tiếp tục dùng thép không rỉ trong một số môi trường có độc hại đặc biệt sau:

- Vùng bờ biển: không khí chứa đầy muối, yếu tố gây rỉ thép là độ tập trung khí clor trong không khí có muối, hướng chắn gió, khoảng cách công trình đến bờ biển và địa hình. Như vậy dùng thép không rỉ khi mật độ trung bình clor vượt quá 0,01 mg/100cm^2/ngày.
- Vùng có nhiều mưa và thường xuyên, có độ ẩm cao hoặc sương mù dai dẳng: khí hậu này có độ ẩm ướt tập trung và kéo dài trên mặt thép làm tăng tốc độ rỉ.
- Vùng công nghiệp: trong các vùng công nghiệp nặng, có các nhà máy hoá chất có thể chứa nhiều chất độc hại tích tụ trên mặt thép. Khi sulfua trioxyde SO_3 vượt quá 2,1 mg/100cm^2/ngày thì không được dùng thép không rỉ.

Việc tiếp xúc liên tục và kéo dài với nước sẽ không lợi cho thép không sơn. Không dùng thép không sơn trong trường hợp thép nằm trong nước, vùi trong đất hoặc trong các cầu có nước nhiễm mặn. Không được dùng thép A588 cho các cầu nằm trong môi trường rỉ hoặc các cầu dễ đọng muối, bụi bẩn như cầu dàn, cầu có chân xiên hoặc cầu có mặt cầu bằng thép hở. Nếu dùng thép A588 cần áp dụng tiêu chuẩn thiết kế đặc biệt và có cấu tạo hợp lý để tránh đọng nước, rác bẩn và bảo vệ kết cấu không bị đổi màu.

Cần đặc biệt chú ý khi chọn thép cho bu lông. Bu lông làm bằng thép không rỉ A325 và A490 loại III được coi là thích hợp cho cầu thép không rỉ. Bu lông thép cacbon tráng kẽm và catmium không thích hợp với cầu thép không rỉ.

2.3.2. Thép không rỉ

Một biện pháp đạt hiệu quả kinh tế cao là dùng thép không rỉ khi điều kiện cho phép. Đây là loại thép nâng cao tính chống rỉ trong môi trường khi sử dụng đúng và trong hầu hết các trường hợp không cần sơn. Mặc dù giá thành thép này cao hơn các loại thép khác cùng cấp nhưng giá thành sản phẩm kể cả sơn phủ và giá thành lâu dài như bảo quản, sửa chữa nhỏ hơn thép công trình có sơn.

Cấp thép chống rỉ chỉ có giá trị với cường độ chảy từ 350 MPa trở lên. Trước khi chọn thép chống rỉ, đầu tiên người thiết kế cần xác định độ rỉ của môi trường. Điều này giúp quyết định dùng thép không sơn 50W, 70W, HPS70W hoặc 100W có phù hợp không. Thép chống rỉ có hầu hết ở các cấp nên có thể dùng cho hầu hết các trường hợp và đã được chứng minh có chất lượng cao ngay cả trong môi trường có muối. Môi trường ăn mòn gồm vùng bờ biển, vùng có mưa nhiều, độ ẩm cao hoặc sương mù và các khu công nghiệp thường xuyên có khói thổi vào công trình.

Đối với thép không sơn trong cầu và các công trình khác trên đường ô tô cần quan tâm đến các điều cấu tạo dưới đây:

- Dùng ít mối nối nhất khi có thể.
- Nếu có khe co dãn, không được để nước từ trên mặt cầu thẩm thấu xuống kết cấu nhịp. Có thể dùng máng lưới mặt cầu để dẫn nước ra ngoài.
- Phải sơn phủ kết cấu thép 1,5 lần chiều cao dầm tính từ các mối mối.
- Giảm tối thiểu lỗ thoát nước trên mặt cầu.
- Tránh cấu tạo làm đọng nước và rác bẩn.
- Nếu dùng tiết diện hộp phải đảm bảo kín nước hoàn toàn khi có thể hoặc tạo các lỗ thích hợp tạo rãnh thoát nước và không khí.
- Bảo vệ mũ trụ và tường mố khỏi bị nước làm hoen ố.
- Phủ kín các mặt cầu tiếp xúc với nước, chống nước thấm và ẩm.

Công tác bảo dưỡng thường xuyên bao gồm các công việc sau đây:

- Có kế hoạch thăm dò khảo sát thường xuyên để phát hiện xử lý hiện tượng rỉ sớm nhất.

• Kiểm tra hệ thống rãnh thoát nước, dẫn nước ra khỏi kết cấu, vệ sinh các ống thoát nước, trét kín các mối nối mặt cầu, làm vệ sinh thường xuyên hệ thoát nước. Khi cần sơn lại thép thì sơn trong phạm vi 1,5 lần chiều cao dầm tính từ mối mối.

• Thường xuyên thu dọn tất cả rác đọng, bụi bẩn và các vật khác có thể làm đọng ẩm.

• Thường xuyên thu dọn tất cả các loại thực vật và rêu phong có thể cản trở việc bốc hơi tự nhiên của mặt thép ướt.

• Kiểm tra nắp đậy của các lỗ che nước.

Nội dung các công việc trên áp dụng cho tất cả kết cấu bằng thép có sơn hay không sơn để đảm bảo chất lượng vật liệu. Nếu làm đúng các yêu cầu trên, kết cấu không sơn đã tồn tại trên 30 năm trong môi trường mà vẫn phục vụ hoàn hảo; điều này chứng tỏ tính ưu việt loại thép không rỉ.

2.3.3. Chiều dày tối thiểu

Vì thép phải chịu nắng mưa nên cần có yêu cầu về bề dày tối thiểu về thép để đảm bảo tuổi thọ trong điều kiện bị rỉ. Khi thép ở trong môi trường ăn mòn đặc biệt, cần có bề dày lớn hơn để làm lớp hao mòn hoặc phủ một lớp chống rỉ đặc biệt. Trong cầu ô tô, các bộ phần bằng thép phải có bề dày tối thiểu là 8 mm, trừ tay vịn và vách của một vài loại thép cán. Các sườn kín trong mặt cầu trực hướng không nhỏ hơn 6 mm.

2.3.4. Các loại sơn cầu thép

Khi không dùng thép chống rỉ thì chỉ có hệ thống sơn chất lượng cao mới đảm bảo chống rỉ được cho các kết cấu bằng thép thường.

Người thiết kế cần nhận thức được rằng các chỉ dẫn về chọn sơn thay đổi thường xuyên do cần phải xét đến các tác động môi trường và đảm bảo chỉ có công nghệ sơn mới nhất mới đưa vào sử dụng. Hiện tại trên thị trường Việt Nam có rất nhiều loại sơn chất lượng cao của Nhật, Mỹ, Đức, Úc,... trong đó có cả sơn do các công ty trong nước liên doanh với nước ngoài sản xuất cũng có chất lượng khá tốt.

Chất lượng, công nghệ và giá thành sơn cầu thép luôn là vấn đề cần phải cân nhắc kỹ trước khi quyết định. Thông thường sơn với chất lượng và công nghệ cao có giá thành vật liệu và thiết bị đắt hơn, nhưng độ bền và tuổi thọ cao hơn, chi phí nhân công và ca máy ít hơn. Trong khi sơn với chất lượng và công nghệ thấp có giá thành vật liệu và thiết bị rẻ hơn, nhưng độ bền và tuổi thọ thấp hơn, chi phí nhân công và ca máy cao hơn.

Chương III

CƠ SỞ THIẾT KẾ CẦU THÉP

3.1. NGUYÊN TẮC THIẾT KẾ

Các trạng thái giới hạn dùng trong việc thiết kế kết cấu cầu nói chung và cầu thép nói riêng đều thực hiện theo nguyên tắc là hiệu ứng do tải trọng gây ra trong kết cấu không được vượt quá sức kháng của kết cấu. Nguyên tắc này được thể hiện theo công thức dưới đây:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \le \phi R_n \tag{3.1}$$

trong đó: Q_i - các hiệu ứng do tải trọng gây ra trong kết cấu; Q_i có thể là mômen, lực cắt, lực dọc, độ võng, góc xoay, ứng suất...

γ_i - hệ số tải trọng;

R_n - sức kháng danh định của kết cấu;

ϕ - hệ số sức kháng;

η_i - hệ số điều chỉnh tải trọng.

Hệ số điều chỉnh tải trọng là hệ số xét đến tính dẻo của vật liệu, tính dư thừa và tính quan trọng của cầu. Đối với tải trọng ứng với giá trị γ_i lớn nhất, hệ số tải trọng được xác định bởi:

$$\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I \ge 0,95 \tag{3.2a}$$

và đối với tải trọng ứng với giá trị γ_i nhỏ nhất sẽ là:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I} \le 1,0 \tag{3.2b}$$

Hệ số dẻo η_D. Hệ số này xét đến sự phân bố lại nội lực trong kết cấu khi một phần tử nào đó chịu tải trọng quá mức. Điều này chỉ có ý nghĩa khi vật liệu là dẻo. Hệ số dẻo được lấy như sau:

- $\eta_D = 1,0$ đối với mọi trạng thái giới hạn trừ trạng thái giới hạn cường độ.
- Ở trạng thái giới hạn cường độ, $\eta_D \ge 1,05$ đối với các bộ phận và liên kết không dẻo, $\eta_D = 1,0$ đối với các thiết kế và cấu tạo thông thường theo đúng tiêu chuẩn, và $\eta_D \ge 0,95$ đối với các bộ phận và liên kết có tính dẻo hoặc có tăng cường tính dẻo.

Hệ số dư thừa η_R. Một kết cấu siêu tĩnh được xem là dư thừa vì nó có nhiều liên kết hơn so với số liên kết cần thiết để cân bằng tĩnh học. Tính dư thừa sẽ làm tăng miền an toàn của kết cấu. Hệ số này được lấy như sau:

- $\eta_R = 1,0$ đối với mọi trạng thái giới hạn trừ trạng thái giới hạn cường độ.
- Ở trạng thái giới hạn cường độ, $\eta_R \geq 1,05$ đối với các bộ phận không dư thừa, $\eta_R = 1,0$ đối với mức dư thừa thông thường, và $\eta_R \geq 0,95$ đối với các bộ phận có mức dư thừa khác thường.

Hệ số quan trọng η_I. Công trình cầu được xem là quan trọng nếu nó nằm trên đường ngắn nhất giữa khu dân cư, bệnh viện trường học; nằm trên đường dẫn đến cảnh sát, trạm phòng cháy; nằm trên đường thoát xe về nhà, cơ quan hoặc khu công nghiệp; nằm trên đường mà tránh được các đường vòng vèo, tiết kiệm thời gian, xăng dầu trên đường về nhà. Hoặc, sau khi động đất cầu vẫn hoạt động bình thường. Hệ số quan trọng được lấy như sau:

- $\eta_I = 1,0$ đối với mọi trạng thái giới hạn trừ trạng thái giới hạn cường độ và đặc biệt.
- Ở trạng thái giới hạn cường độ và đặc biệt, $\eta_I \geq 1,05$ đối với cầu quan trọng, $\eta_I = 1,0$ đối với các cầu bình thường, và $\eta_I \geq 0,95$ đối với cầu ít quan trọng.

3.2. HỆ SỐ TẢI TRỌNG VÀ TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

3.2.1. Ký hiệu các loại tải trọng

DD - Lực ma sát âm (lực kéo xuống).
DC - Tải trọng bản thân các bộ phận kết cấu và liên kết.
DW - Tải trọng bản thân các lớp mặt cầu và thiết bị.
EH - Áp lực ngang của đất.
ES - Tải trọng đất chất thêm.
EV - Áp lực thẳng đứng do tỉnh tải đất đắp.
BR - Lực hãm xe.
CE - Lực ly tâm.
CR - Từ biến.
CT - Lực va của xe cộ.
CV - Lực va của tàu bè.
EQ - Lực động đất.
FR - Lực ma sát.
IM - Lực xung kích của xe.
LL - Hoạt tải xe.
LS - Áp lực đất do hoạt tải sau mố (hoạt tải chất thêm).
PL - Tải trọng người đi.
SE - Lún.
SH - Co ngót.

TG - Gradient nhiệt.

TU - Nhiệt độ phân bố đều.

WA - Tải trọng nước và áp lực dòng chảy.

WL - Lực gió trên xe.

WS - Lực gió trên kết cấu.

3.2.2. Hệ số tải trọng và tổ hợp tải trọng

Bảng 3.1 thể hiện các hệ số tải trọng và tổ hợp tải trọng và bảng 3.2 thể hiện hệ số tải trọng dùng cho các tải trọng thường xuyên.

Bảng 3.1. Hệ số tải trọng và tổ hợp tải trọng

Tổ hợp tải trọng / Trạng thái giới hạn	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS EL	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Cùng một lúc chỉ có một trong các tải trọng		
										EQ	CT	CV
Cường độ I	γ_p	1,75	1,00	-	-	1.00	0,5/ 1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-
Cường độ II	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,5/ 1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-
Cường độ III	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,00	1,00	0,5/ 1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-
Đặc biệt	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	1,00	1,00
Sử dụng I	1,00	1,00	1,00	0,30	0,30	1,00	1,0/ 1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-
Sử dụng II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,0/ 1,2	-	-	-	-	-
Sử dụng III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,0/ 1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-
Sử dụng IV	1,00	-	1,00	0,7 0	-	1,00	1,0/ 1,2	-	1,00	-	-	-
Mỏi chỉ có LL, IM, CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Bảng 3.2. Hệ số tải trọng cho tải trọng thường xuyên, γ_p

Loại tải trọng	Hệ số tải trọng	
	Lớn nhất	Nhỏ nhất
DC: Cấu kiện và các thiết bị phụ	1,25	0,90
DD: Kéo xuống (xét ma sát âm)	1,80	0,45
DW: Lớp phủ mặt cầu và các tiện ích	1,50	0,65
EH: Áp lực ngang của đất		
+ Chủ động	1,50	0,90
+ Nghỉ	1,35	0,90
EL: Các ứng suất lắp ráp bị hãm	1,00	1,00
EV: Áp lực đất thẳng đứng		
+ Ổn định tổng thể	1,35	N/A
+ Kết cấu tường chắn	1,35	1,00
+ Kết cấu vùi cứng	1,30	0,90
+ Khung cứng	1,35	0,90
+ Kết cấu vùi mềm khác với cống hộp thép	1,95	0,90
+ Cống hộp thép mềm	1,50	0,90
ES: Tải trọng đất chất thêm	1,50	0,75

Khi tổ hợp tải trọng cần chú ý một số điều sau đây:

- Khi tính với các xe đặc biệt do chủ đầu tư quy định hoặc xe có giấy phép thông qua cầu thì hệ số tải trọng của hoạt tải trong tổ hợp cường độ I có thể giảm xuống còn 1,35.
- Các cầu có tỷ lệ tĩnh tải trên hoạt tải rất cao (cầu nhịp lớn) cần kiểm tra tổ hợp không có hoạt tải nhưng với hệ số tải trọng bằng 1,50 cho tất cả cấu kiện chịu tải trọng thường xuyên.
- Đối với cầu vượt sông ở các trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái sử dụng phải xét đến hậu quả của những thay đổi về móng do lũ thiết kế xói cầu.
- Đối với các cầu vượt sông, khi kiểm tra các hiệu ứng tải trọng EQ, CT và CV ở trạng thái giới hạn đặc biệt thì tải trọng nước WA và chiều sâu xói có thể dựa trên lũ trung bình hàng năm. Tuy nhiên, kết cấu phải được kiểm tra về những hậu quả do các thay đổi do lũ, phải kiểm tra xói ở trạng thái giới hạn đặc biệt với tải trọng nước tương ứng WA nhưng không có các tải trọng EQ, CT hoặc CV.
- Để kiểm tra bề rộng vết nứt trong kết cấu bê tông cốt thép dự ứng lực ở trạng thái giới hạn sử dụng, có thể giảm hệ số tải trọng của hoạt tải xuống 0,80.
- Để kiểm tra kết cấu thép ở trạng thái sử dụng, hệ số tải trọng của hoạt tải phải tăng lên 1,30.
- Các hệ số tải trọng γ_{TG} và γ_{SE} cần được xác định trên cơ sở một đồ án cụ thể riêng. Nếu không có thông tin riêng, có thể lấy $\gamma_{TG} = 0$ ở các trạng thái giới hạn cường độ

và đặc biệt; $\gamma_{TG} = 1,0$ ở trạng thái giới hạn sử dụng khi không xét hoạt tải; và $\gamma_{TG} = 0,5$ ở trạng thái giới hạn sử dụng khi xét hoạt tải.

- Cùng một lúc chỉ dùng một trong các tải trọng EQ, CT và CV.
- Đối với cầu thi công phân đoạn, cần phải xét tổ hợp dưới đây ở trạng thái giới hạn sử dụng:

$$DC + DW + EH + EV + ES + WA + CR + SH + TG + EL \qquad (3.3)$$

- Đối với tải trọng thi công, hệ số tải trọng dùng cho tĩnh tải không nhỏ hơn 1,25. Hệ số tải trọng dùng cho các thiết bị và tác động xung kích không nhỏ hơn 1,5. Hệ số tải trọng gió trong thi công không nhỏ hơn 1,25 và các hệ số tải trọng khác lấy 1,0.
- Khi nâng hạ kết cấu nhịp, hệ số tải trọng của lực kích được lấy sao cho lực kích thiết kế không nhỏ hơn 1,30 lần phản lực gối liền kề với điểm kích do tải trọng thường xuyên gây ra.
- Đối với kết cấu căng sau, hệ số tải trọng của lực kích căng cáp được lấy sao cho lực kích thiết kế bằng 1,20 lần lực kích lớn nhất.

3.2.3. Các trạng thái giới hạn

Trạng thái giới hạn về cường độ

Trạng thái giới hạn cường độ nhằm đảm bảo sức kháng đủ để thỏa mãn công thức (3.1) cho các tổ hợp tải trọng mà một công trình cầu có thể chịu được với tuổi thọ thiết kế. Nó bao gồm giá trị sức kháng về uốn, cắt, xoắn và lực dọc trục. Hệ số sức kháng ϕ không lớn hơn 1,0 và có giá trị khác nhau tùy thuộc vào vật liệu và các trạng thái giới hạn cường độ khác nhau.

Trạng thái giới hạn cường độ I: tổ hợp các tải trọng cơ bản để tính với tải trọng khai thác khi trên cầu có xe và không có gió.

Trạng thái giới hạn cường độ II: tổ hợp tải trọng để tính với lực gió có vận tốc lớn hơn hoặc bằng 25 m/s và trên cầu không có xe.

Trạng thái giới hạn cường độ III: tổ hợp tải trọng để tính với trường hợp xe chạy bình thường khi trên cầu có gió với vận tốc nhỏ hơn 25 m/s.

Trạng thái giới hạn về mỏi và đứt gãy

Trạng thái giới hạn này được kiểm tra nhằm hạn chế sự phát triển vết nứt do *tải trọng trùng phục* và tránh hiện tượng nứt gãy do ảnh hưởng tập trung ứng suất trong các bộ phận kết cấu thép và liên kết.

Hệ số tải trọng đối với hoạt tải ô tô, tải trọng xung kích và lực ly tâm được lấy 0,75. Việc dùng hệ số nhỏ hơn 1,0 là hợp lý bởi vì theo thống kê cho thấy rằng xe tải có trọng lượng nhỏ gây ra chu kỳ lặp ứng suất nhiều hơn xe tải có trọng lượng bằng xe tải thiết

kế. Xe tải thiết kế được tính ở trạng thái giới hạn mỏi khác với xe tải thiết kế ở các trạng thái giới hạn khác. Nó được định nghĩa là xe tải đơn với khoảng cách giữa các trục xe là cố định.

Ở trạng thái giới hạn này, hệ số sức kháng ϕ được lấy bằng 1,0.

Trạng thái giới hạn sử dụng

Trạng thái giới hạn sử dụng nhằm kiểm tra ứng suất, độ võng và bề rộng vết nứt của các bộ phận cầu xảy ra dưới điều kiện sử dụng bình thường. Đối với trạng thái này, hệ số sức kháng $\phi = 1{,}0$ và gần như tất cả các hệ số tải trọng γ_i đều bằng 1,0.

Trạng thái giới hạn sử dụng I: Tổ hợp tải trọng liên quan đến khai thác bình thường của cầu với vận tốc gió 25 m/s, và tất cả tải trọng được lấy bằng giá trị danh định. Nó dùng để kiểm tra độ võng, vết nứt trong kết cấu bê tông thường, ứng suất nén bê tông trong kết cấu bê tông ứng suất trước, và ứng suất kéo bê tông liên quan đến việc tính toán theo phương ngang của dầm bê tông thi công phân đoạn. Tổ hợp này cũng dùng để khảo sát ổn định mái dốc.

Trạng thái giới hạn sử dụng II: Tổ hợp tải trọng chỉ liên quan đến kết cấu thép và dùng để kiểm tra sự chảy dẻo và sự trượt của liên kết do tác dụng của hoạt tải xe.

Trạng thái giới hạn sử dụng III: Tổ hợp tải trọng dùng tính toán theo phương dọc liên quan đến kéo trong kết cấu nhịp bê tông ứng suất trước để kiểm tra vết nứt và ứng suất kéo chính trong vách dầm bê tông thi công phân đoạn.

Trạng thái giới hạn sử dụng IV: Tổ hợp tải trọng chỉ liên quan đến kéo trong kết cấu nhịp bê tông ứng suất trước để kiểm tra bề rộng vết nứt.

Trạng thái giới hạn đặc biệt

Trạng thái giới hạn đặc biệt đảm bảo sự tồn tại kết cấu cầu khi chịu tải trọng động đất, lũ lụt hoặc khi bị va chạm của tàu thuyền, xe cộ. Khả năng xảy ra đồng thời là rất thấp, vì vậy chúng có thể được áp dụng riêng biệt. Khoảng thời gian quay lại các hiện tượng này có thể có ý nghĩa đặc biệt nhiều hơn là tuổi thọ thiết kế. Đối với trạng thái này, hệ số sức kháng ϕ được lấy bằng 1,0.

3.2.3.1. Trạng thái giới hạn sử dụng

Trạng thái giới hạn sử dụng liên quan đến phẩm chất của cầu chịu tải trọng ở trạng thái khai thác. Trong kết cấu thép, trạng thái giới hạn sử dụng là giới hạn độ võng và biến dạng quá đàn hồi do tải trọng sử dụng. Công trình cần có độ cứng thích hợp để đảm bảo độ võng nhỏ hơn độ võng giới hạn và giảm dao động đến mức độ chấp nhận được. Bằng cách kiểm tra chảy cục bộ có thể tránh các biến dạng quá đàn hồi thường xuyên và đảm bảo độ tin cậy của công trình. Trong trạng thái này, ta lấy các hệ số ϕ, η_i, và γ_i trong công thức (3.1) lấy bằng đơn vị.

Giới hạn độ võng. Đối với giới hạn độ võng thì không có quy định. Nếu chủ đầu tư yêu cầu, có thể lấy $(1/800)L$ cho tải trọng ô-tô, với L là chiều dài nhịp. Khi tính độ

võng phải xét sự phân bố tải trọng lên dầm chủ, độ cứng của dầm chủ kể cả sự tham gia của bản mặt cầu và độ cứng của các bộ phận như lan can, gờ chắn xe bằng bê tông. Thông thường cầu có độ cứng thực lớn hơn độ cứng tính toán nên việc tính độ võng chỉ xét độ võng thực sự. Khi những vấn đề trên không biết chắc chắn thì không khuyến khích giới hạn độ võng.

Giới hạn biến dạng quá đàn hồi. Đối với biến dạng quá đàn hồi thì phải có giới hạn. Trong trạng thái giới hạn sử dụng thì không được phép đạt cường độ chảy cục bộ. Hiện tượng chảy cục bộ xác định theo công thức (3.1) đối với trạng thái giới hạn cường độ khi hiệu ứng lực lớn nhất được xác định theo phân tích đàn hồi. Tuy nhiên, nếu sự phân bố lại mô men do biến dạng dẻo theo phân tích đàn hồi thì khái niệm về khớp đàn hồi được đưa vào và ứng suất phải được kiểm tra. Trường hợp này ứng suất nén ở biên trên và kéo ở biên dưới không được vượt quá:

Đối với cả hai biên thép của tiết diện liên hợp:

$$f_f = 0,95R_hF_{yf} \tag{3.4}$$

Đối với cả hai biên thép của tiết diện không liên hợp quá:

$$f_f = 0,80R_hF_{yf} \tag{3.5}$$

trong đó: R_h - hệ số triết giảm ứng suất của bản biên đối với dầm lai;

f_f - ứng suất đàn hồi của bản biên do tải trọng sử dụng (MPa);

F_{yf} - cường độ chảy bản biên (MPa).

Các công thức (3.4) hoặc (3.5) thỏa mãn, sẽ ngăn ngừa được sự phát triển của biến dạng thường xuyên do ứng suất chảy cục bộ của bản cánh dưới tác dụng bất thường của quá tải sử dụng.

3.2.3.2. Trạng thái giới hạn mỏi và đứt gãy

Thiết kế theo trạng thái giới hạn mỏi bao gồm giới hạn ứng suất do hoạt tải của xe tải thiết kế mỏi chỉ đạt đến một trị số thích hợp ứng với một số lần tác dụng lặp xảy ra trong quá trình phục vụ của cầu. Thiết kế theo trạng thái giới hạn đứt gãy bao gồm việc chọn thép có độ dẻo dai thích hợp được đo bằng thí nghiệm mẫu rãnh V ở một nhiệt độ nhất định (đã được trình bày ở Chương 2).

Khi hoạt tải sinh ra ứng suất trùng lặp kéo thuần túy tại một mối nối thì có thể xảy ra mỏi do tải trọng gây ra. Khi một khung ngang hoặc liên kết ngang nối với vách dầm chủ thông qua bản nối chịu uốn mà ngăn cản sự dịch chuyển thì hiện tượng mỏi do xoắn có thể xảy ra. Trong nhiều trường hợp, mỏi xoắn rất quan trọng nhưng dưới đây chỉ bàn về tải trọng gây mỏi.

Tuổi thọ mỏi được xác định bằng biên độ ứng suất kéo trong liên kết bằng cách dùng biên độ ứng suất như tiêu chuẩn chủ đạo, các trị số ứng suất kéo thực lớn nhất và nhỏ nhất không nhất thiết cần phải biết. Và do đó, ứng suất dư sẽ không có ý nghĩa.

Biên độ của ứng suất chịu kéo được xác định bằng cách đặt xe tải mỏi trên các nhịp khác nhau của cầu. Nếu cầu là dầm đơn giản thì có ứng suất cực đại, còn ứng suất cực tiểu bằng 0. Khi tính toán các ứng suất này dùng nguyên tắc đàn hồi tuyến tính.

Trong một số vùng dọc theo chiều dài dầm chính, ứng suất nén do tải trọng thường xuyên không hệ số (ví dụ, tĩnh tải) lớn hơn ứng suất kéo do hoạt tải mỏi gây ra với hệ số tải trọng lấy ở bảng 3.1. Tuy nhiên, trước khi có thể bỏ qua hiện tượng mỏi tại các vùng này, ứng suất nén phải ít nhất bằng hai lần ứng suất kéo vì xe tải nặng nhất qua cầu xấp xỉ bằng hai lần hoạt tải do mỏi dùng để tính toán ứng suất kéo.

3.2.3.2.1. Tiêu chuẩn thiết kế mỏi

Nếu công thức (3.1) được viết lại dưới dạng tải trọng mỏi và sức kháng mỏi thì mỗi mối nối phải thỏa mãn:

$$\phi(\Delta F)_n \geq \eta\gamma(\Delta f) \tag{3.6}$$

trong đó: $(\Delta F)_n$ - sức kháng mỏi danh định (MPa);

(Δf) - biên độ ứng suất do xe tải mỏi gây ra (MPa);

γ - hệ số tải trọng.

Vì ở trạng thái mỏi $\phi = 1$ và $\eta = 1$ nên công thức (3.6) trở thành:

$$(\Delta F)_n \geq \gamma(\Delta f) \tag{3.7}$$

Sức kháng mỏi. Dựa vào hình 2.7 ở Chương 2 thể hiện đường cong quan hệ $S-N$, sức kháng mỏi được chia làm hai loại tính chất: một loại cho tuổi thọ vô cùng và một cho tuổi thọ hữu hạn. Nếu biên độ ứng suất kéo nhỏ hơn giới hạn mỏi hoặc ngưỡng ứng suất thì chu kỳ tải trọng phụ thêm sẽ không lan truyền vết nứt mỏi và mối nối có tuổi thọ cao. Nếu biên độ ứng suất kéo lớn hơn giới hạn mỏi thì vết nứt mỏi lan truyền và mối nối có tuổi thọ hữu hạn. Quan điểm chung này về sức kháng mỏi trong điều kiện đặc biệt được thể hiện như sau:

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N}\right)^{1/3} \geq \frac{1}{2}(\Delta F)_{TH} \tag{3.8}$$

trong đó: $(\Delta F)_n$ - sức kháng mỏi danh định (MPa);

$(\Delta F)_{TH}$ - ngưỡng ứng suất mỏi có biên độ không đổi được tra bảng 3.3, (MPa);

A - hệ số cấu tạo được lấy ở bảng 3.3, (MPa^3).

N - số chu kỳ biên độ ứng suất. Đây là số lượng xe dự kiến qua cầu của làn xe nặng nhất trong tuổi thọ thiết kế. Với tuổi thọ 100 năm, nó có thể biểu diễn bởi:

$$N = 365 \times 100 \times n \times ADTT_{SL} \tag{3.9}$$

với n là số chu kỳ ứng suất trên một xe tải lấy ở bảng 3.4, và $ADTT_{SL}$ là số lượng xe tải trung bình hằng ngày trong một làn được xác định bởi công thức (3.12).

Bảng 3.3. Hệ số cấu tạo A và Ngưỡng mỏi $(\Delta F)_{TH}$

Chi tiết cấu tạo	A $10^{11} \times MPa^3$	$(\Delta F)_{TH}$ MPa
A	82,0	165
B	39,3	110
B'	20,0	82,7
C	14,4	69,0
C'	14,4	82,7
D	7,21	48,3
E	3,61	31,0
E'	1,28	17,9
Bu lông A164 (A325M) kéo dọc trục	5,61	214
Bu lông A253 (A490M) kéo dọc trục	10,3	262

Bảng 3.4. Chu kỳ của một xe tải n

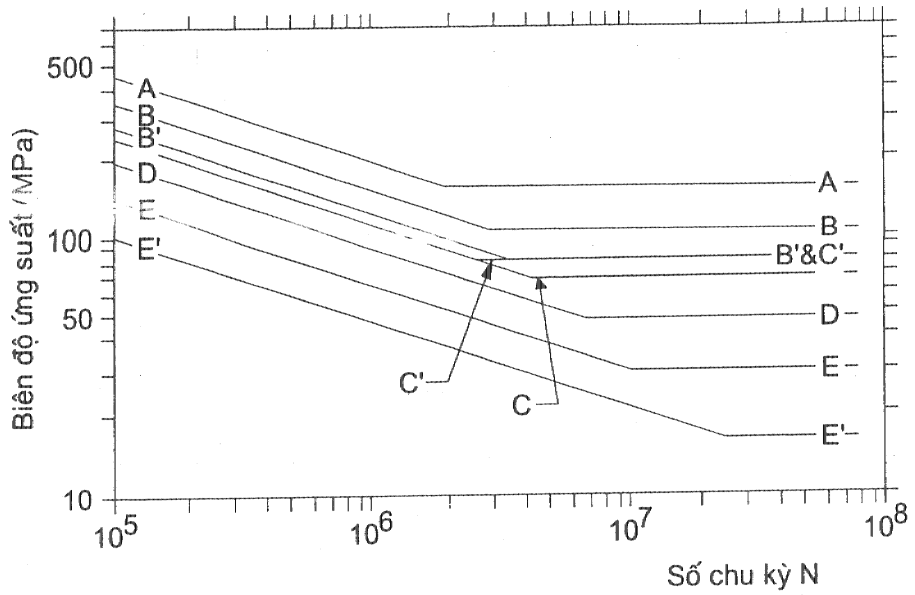
Loại phần tử	Chiều dài nhịp		
	> 12000 mm		≤ 12000 mm
- Phần tử dọc: + Dầm đơn giản + Dầm liên tục: ++ Gần trụ giữa ++ Chỗ khác + Dầm hẫng + Dàn	1,0 1,5 1,0	 5,0 1,0	2,0 2,0 2,0
	Khoảng cách		
	> 6000 mm		≤ 6000 mm
- Phần tử ngang:	1,0		2,0

Ta thấy rằng trị số $n \geq 1$ trong bảng 3.4 chứng tỏ chu kỳ phụ xuất hiện do dao động sau khi xe ra khỏi cầu.

Đường cong $S-N$ của tất cả các chi tiết được trình bày ở công thức (3.8). Chúng được vẽ trên hình 3.1 bằng cách lấy giá trị của A và $(\Delta F)_{TH}$ ở bảng 3.3.

Trong đoạn tuổi thọ hữu hạn của đường cong $S-N$, ảnh hưởng của sự thay đổi biên độ ứng suất đến số chu kỳ phá hỏng có thể được thấy bằng cách giải phương trình (3.8) đối với N, nghĩa là:

$$N = \frac{A}{(\Delta F)_n^3} \qquad (3.10)$$



***Hình 3.1.** Biên độ ứng suất với số chu kỳ*

Vì vậy, nếu biên độ ứng suất giảm đi một nửa thì số chu kỳ phá hoại tăng lên 8 lần. Tương tự nếu biên độ ứng suất tăng gấp đôi thì tuổi thọ của chi tiết chia cho 8.

Trong đoạn tuổi thọ vô hạn của đường cong $S-N$ được cho bởi công thức (3.8), ta dùng hệ số bằng một nửa nhân với ngưỡng ứng suất $(\Delta F)_{TH}$. Đó là tình huống có thể xảy ra trong vòng 100 năm, xuất hiện một xe tải nặng có trọng lượng gấp đôi xe tải mỏi dùng để tính biên độ ứng suất. Nói đúng ra, ảnh hưởng này cần được áp dụng cho vế phải (tải trọng) của công thức (3.6) thay cho vế trái (sức kháng). Nếu dùng ngưỡng ứng suất để kiểm tra sức kháng thì công thức (3.6) có thể viết:

$$\frac{1}{2}(\Delta F)_{TH} \geq \gamma.(\Delta F) \rightarrow (\Delta F)_{TH} \geq 2\gamma.(\Delta F) \qquad (3.11)$$

Rõ ràng ảnh hưởng của xe tải nặng được xét đến trong đoạn tuổi thọ vô hạn của sức kháng mỏi.

3.2.3.2.2. Các loại cấu tạo

Các bộ phận và các cấu tạo chi tiết có thể chịu được hiệu ứng mỏi được tập hợp vào 8 loại tùy theo sức kháng của chúng. Mỗi loại được ký hiệu bằng chữ in hoa. Loại cấu tạo A là loại tốt nhất, E' là loại xấu nhất. Loại A và B dùng cho các bộ phận phẳng và các liên kết hàn chất lượng tốt trong các phần tử lắp ráp không mối nối, thường trục của đường hàn theo phương của ứng suất. Loại C có thể áp dụng cho các mối hàn của các liên kết có bán kính chuyển lớn hơn 150 mm và thích hợp với mối hàn tốt. Loại D và E dùng cho các loại liên kết hàn góc và mối hàn rãnh không có bán kính chuyển thích hợp hoặc chiều dày tấm bản không phù hợp. Yêu cầu cho mỗi loại cấu tạo khác nhau được tổng kết trong bảng 3.5 và 3.6 và hình vẽ 3.2.

Bảng 3.5. Cấu tạo chi tiết cho tải trọng gây mỏi

Điều kiện chung	Trạng thái	Loại chi tiết	Thí dụ minh họa
Cấu kiện thường	Kim loại cơ bản:		1, 2
	- Với các bề mặt cán và làm sạch. Các mép cắt bằng lửa với ANSI/AASHTO /AWS D1,5 độ nhẵn 0,0025 mm hoặc thấp hơn.	A	
	- Thép có xử lý chống ăn mòn không sơn, tất cả các cấp được thiết kế và cấu tạo theo đúng với FHWA (1990).	B	
	- Ở mặt cắt thực của các đầu thanh có móc treo và các bản chốt.	E	
Kết cấu tổ hợp	**Kim loại cơ bản và kim loại hàn trong các bộ phận, mà không có các gắn kết phụ, được liên kết bằng:**		3, 4, 5, 7
	- Các đường hàn rãnh liên tục ngấu hoàn toàn với các thanh đệm lót lấy đi.	B	
	- Các đường hàn liên tục song song với phương của ứng suất.	B	
	- Các đường hàn rãnh liên tục ngấu hoàn toàn với các thanh đệm lót để lại.	B'	
	- Các đường hàn liên tục ngấu không hoàn toàn song song với phương của ứng suất.	B'	
	Kim loại cơ bản ở các đầu bản phủ trên một phần chiều dài:		
	- Với các liên kết ở đầu bằng bu lông trượt giới hạn.	B	21
	- Hẹp hơn bản cánh có hoặc không có mối hàn ở đầu; hoặc rộng hơn bản cánh có mối hàn đầu:		7
	+ Bề dày bản cánh ≤ 20 mm.	E	
	+ Bề dày bản cánh > 20 mm.	E'	
	+ Rộng hơn bản cánh mà không có mối hàn đầu.	E'	
Liên kết hàn rãnh với mối hàn có độ lành lặn được kiểm soát bằng thí nghiệm không phá	**Kim loại cơ bản và kim loại hàn ở mối hàn rãnh ngấu hoàn toàn:**		
	- Các bản trong tiết diện ngang tương tự với các mối hàn được làm phẳng đến bản thép nền.	B	8, 10

Bảng 3.5 (tiếp theo)

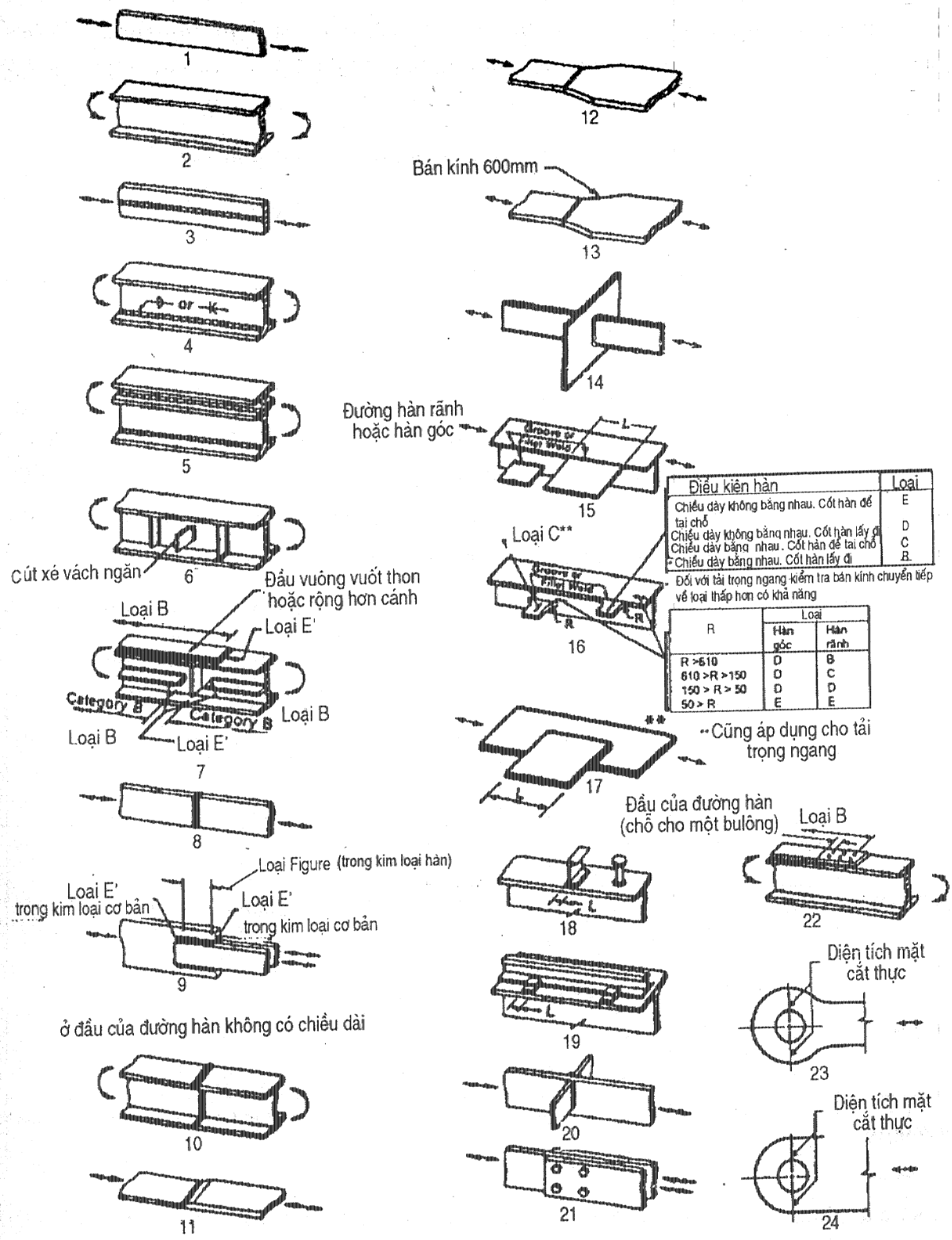
Điều kiện chung	Trạng thái	Loại chi tiết	Thí dụ minh họa
hoại NDT và tất cả được gia công mép trong phương của ứng suất	- Với bán kính 600 mm chuyển tiếp về bề rộng với các mối hàn được làm phẳng đến bản nền.	B	13
	- Có chuyển tiếp về bề rộng hoặc bề dày với các mối hàn phẳng đến bản nền để tạo các độ dốc không quá 1,0-2,5:		11, 12
	+ Kim loại cơ bản cấp 690/690 W.	B'	
	+ Kim loại cơ bản các cấp khác	B	
	+ Có hoặc không có chuyển tiếp với các độ dốc không lớn hơn 1,0-2,5, khi cốt thép hàn không được lấy đi.	C	8, 10, 11, 12
Các bản phụ liên kết mối hàn rãnh dọc theo tải trọng	**Kim loại cơ bản các chi tiết được liên kết bằng mối hàn rãnh ngấu hoặc không ngấu hoàn toàn:**		
	- Khi chiều dài chi tiết theo phương ứng suất tác dụng:		
	+ Nhỏ hơn 50 mm	C	6, 15
	+ Nằm giữa 50mm và 12 lần bề dày của chi tiết, nhưng không nhỏ hơn 100mm.	D	15
	+ Lớn hơn 12 lần bề dày chi tiết hoặc 100 mm:		
	++ Bề dày chi tiết < 25 mm.	E	15
	++ Bề dày chi tiết ≥ 25 mm	E'	15
	- Với bán kính chuyển tiếp và đầu đường hàn nhẵn đến nền, không xét đến chiều dài của chi tiết:		16
	+ Bán kính chuyển tiếp ≥ 600 mm.	B	
	+ 600 mm > bán kính chuyển tiếp ≥ 150 mm.	C	
	+ 150 mm > bán kính chuyển tiếp ≥ 50 mm.	D	
	+ Bán kính chuyển tiếp < 50 mm.	E	
	+ Với bán kính chuyển tiếp và đầu đường hàn không nhẵn đến bản nền.	E	16
Các bản phụ liên kết mối hàn rãnh, đặt tải theo chiều	**Kim loại cơ bản các chi tiết được liên kết bằng mối hàn rãnh ngấu hoàn toàn với bán kính chuyển tiếp:**		16

Bảng 3.5 (tiếp theo)

Điều kiện chung	Trạng thái	Loại chi tiết	Thí dụ minh họa
ngang có tính lành lặn mối hàn được kiểm soát bằng thí nghiệm không phá hoại với NDT và tất cả được gia công mép ngang trong phương của ứng suất	- Với bề dày bản bằng nhau và cốt hàn lấy đi:		
	+ Bán kính chuyển tiếp ≥ 600 mm.	B	
	+ 600 mm > bán kính chuyển tiếp ≥ 150 mm.	C	
	+ 150 mm > bán kính chuyển tiếp ≥ 50 mm.	D	
	+ Bán kính chuyển tiếp < 50 mm.	E	
	- Với bề dày bản bằng nhau và cốt hàn không lấy đi:		
	+ Bán kính chuyển tiếp ≥ 150 mm.	C	
	+ 150 mm > bán kính chuyển tiếp ≥ 50mm.	D	
	+ Bán kính chuyển tiếp < 50 mm.	E	
	- Với bề dày bản không bằng nhau và cốt hàn được lấy đi:		
	+ Bán kính chuyển tiếp ≥ 50 mm.	D	
	+ Bán kính chuyển tiếp < 50 mm.	E	
	- Bất kỳ bán kính chuyển tiếp nào với bề dày bản không bằng nhau và cốt hàn không lấy đi.	E	
Liên kết hàn góc với đường hàn trực giao với phương ứng suất	**Kim loại cơ bản:**		
	- Tại các chi tiết ngoại trừ liên kết gờ tăng cường ngang với bản cánh hoặc gờ tăng cường ngang với vách.	Nhỏ hơn C hoặc công thức 6.6.1.2.5-3	14
	- Tại chân của các mối hàn của gờ tăng cường ngang với bản cánh hoặc gờ tăng cường ngang với vách.	C'	6
Liên kết hàn góc với đường hàn trực giao hoặc song song với phương ứng suất	Ứng suất cắt trên chiều cao mối hàn	E	9

Bảng 3.5 (tiếp theo)

Điều kiện chung	Trạng thái	Loại chi tiết	Thí dụ minh họa
Các chi tiết phụ gắn kết bằng đường hàn góc, đặt tải theo chiều dọc	**Kim loại cơ bản các chi tiết được liên kết bằng mối hàn góc:** - Khi chiều dài chi tiết theo phương ứng suất: + Nhỏ hơn 50 mm hoặc các neo chống cắt loại đinh neo	C	15, 17, 18, 20
	+ Từ 50 mm đến 12 lần bề dày chi tiết nhưng < 100 mm.	D	15, 17
	+ Lớn hơn hoặc 12 lần bề dày chi tiết hoặc 100 mm:		7, 9, 15, 17
	++ Bề dày chi tiết < 25 mm	E	
	++ Bề dày chi tiết ≥ 25 mm	E'	
	- Bán kính chuyển tiếp với các mối hàn đầu nhẵn đến bản nền không kể đến chiều dài chi tiết:		16
	+ Bán kính ≥ 50 mm	D	
	+ Bán kính < 50 mm	E	
	- Bán kính chuyển tiếp với các mối hàn đầu không nhẵn đến nền không xét đến chiều dài chi tiết.	E	16
Các chi tiết phụ gắn kết bằng đường hàn góc, đặt tải theo chiều ngang với các phường hàn song song với phương ứng suất chính	**Kim loại cơ bản các chi tiết được liên kết bằng mối hàn góc:** - Bán kính chuyển tiếp với mối hàn đầu nhẵn đến nền:		16
	+ Bán kính ≥ 50 mm	D	
	+ Bán kính < 50 mm	E	
	- Bán kính chuyển tiếp với mối hàn đầu không nhẵn đến nền.	E	
Các liên kết được gắn chặt bằng cơ khí	**Kim loại cơ bản:**		21
	- Ở mặt cắt nguyên của các liên kết ma sát bằng bu lông cường độ cao, trừ các mối nối đặt tải trọng trực trong đó sự uốn ngoài mặt phẳng gây ra trong vật liệu liên kết.	B	
	- Ở mặt cắt thực của các liên kết không ma sát của bu lông cường độ cao.	B	
	- Ở mặt cắt thực của các liên kết đinh tán.	D	



Hình 3.2. *Minh họa các ví dụ cấu tạo*

3.2.3.2.3. Yêu cầu về độ dẻo dai

Vật liệu trong kết cấu và liên kết chịu ứng suất kéo gây ra trong trạng thái giới hạn cường độ I phải thỏa mãn yêu cầu lực xung kích. Như đã nói về đứt gãy do dòn, các yêu cầu xung kích liên quan đến năng lượng tối thiểu bị tiêu hao theo thí nghiệm mẫu rãnh V tại một nhiệt độ nhất định. Nhiệt độ sử dụng nhỏ nhất ở nơi có cầu sẽ quyết định vùng nhiệt độ theo yêu cầu của thí nghiệm rãnh V được trình bày ở bảng 3.7.

Bảng 3.7. Vùng nhiệt độ theo yêu cầu của thí nghiệm rãnh

Nhiệt độ sử dụng nhỏ nhất	Vùng nhiệt độ
-18°C và hơn	1
-19°C đến -34°C	2
-34°C đến -51°C	3

Một phần tử nứt tới hạn được hiểu như phần tử chịu kéo mà sự đứt gãy sẽ sập đổ cầu. Vật liệu cho phần tử đứt gãy tới hạn phải thể hiện độ dẻo dai lớn hơn và có khả năng hơn để hấp thụ năng lượng nhiều hơn mà không đứt gãy so với phần tử không đứt gãy tới hạn. Các yêu cầu độ dẻo dai đứt gãy của thí nghiệm rãnh V cho các liên kết hàn ghi trong bảng 3.8 cho các tấm có chiều dày khác nhau và các vùng nhiệt độ khác nhau.

Bảng 3.8. Các yêu cầu về độ dẻo dai đứt gãy của mẫu rãnh V cho phần tử hàn

Vật liệu		Tới hạn đứt gãy		Tới hạn không đứt gãy	
Cấp	Chiều dày (mm)	Vùng 2 (N.m @ °C)	Vùng 3 (N.m @ °C)	Vùng 2 (N.m @ °C)	Vùng 3 (N.m @ °C)
250	t ≤ 38	34@4,4	34@-12,2	20@4,4	20@-12,2
	38 < t ≤ 100	34@4,4	34@-23,3	20@4,4	20@-12,2
345/345W	t ≤ 38	34@4,4	34@-12,2	20@4,4	20@-12,2
	38 < t ≤ 50	34@4,4	34@-23,3	20@4,4	20@-12,2
	50 < t ≤ 100	34@4,4	34@-23,3	27@4,4	27@-12,2
485W	t ≤ 38	41@-6,7	34@-23,3	27@-6,7	27@-23,3
	38 < t ≤ 65	41@-6,7	34@-34,4	27@-6,7	27@-23,3
	65 < t ≤ 100	47@-6,7	34@-34,4	34@-6,7	34@-23,3
690/690W	t ≤ 65	47@-17,8	34@-34,4	34@-17,8	34@-34,4
	65 < t ≤ 100	61@-17,8	N/A	47@-17,8	47@-34,4

Trị số của phần tử đứt gãy tới hạn cho năng lượng bị hấp thụ lớn hơn khoảng 50% so với trị số của phần tử không đứt gãy ở cùng một nhiệt độ.

3.2.3.3. Trạng thái giới hạn về cường độ

Trạng thái giới hạn cường độ được khống chế bằng cường độ tĩnh của vật liệu hoặc ổn định của một tiết diện ngang đã cho. Có 5 tổ hợp tải trọng về cường độ như đã trình

bày ở trên mà sự khác nhau giữa chúng là sự phối hợp chủ yếu với hệ số tải trọng áp dụng cho hoạt tải. Xác định hiệu ứng tải trọng lớn nhất gây ra do tổ hợp tải trọng sau đó so sánh với sức kháng hoặc cường độ của phần tử.

Khi tính sức kháng do hiệu ứng của tải trọng có hệ số như kéo, nén, uốn hoặc cắt thì sự khác nhau được biểu thị bởi hệ số sức kháng ϕ. Hệ số ϕ được nhân với sức kháng danh định tính toán R_n và kiểm tra công thức (3.1) có thỏa mãn hay không.

Trong các phần tử kết cấu thép, có trường hợp thất thường về vật liệu, kích thước tiết diện, sai số chế tạo, tay nghề công nhân và phương pháp tính. Tình huống hư hỏng nằm trong hệ số ϕ. Kết quả hệ số cường độ áp dụng cho cột giảm hơn so với dầm và các liên kết nói chung. Tất cả các điều này được thể hiện trong trạng thái giới hạn cường độ, hệ số sức kháng được lấy ở bảng 3.9.

Bảng 3.9. Hệ số sức kháng cho trạng thái giới hạn cường độ

Mô tả trạng thái	Hệ số sức kháng
Uốn	$\phi_f = 1,0$
Cắt	$\phi_v = 1,0$
Nén dọc trục, chỉ với thép	$\phi_c = 0,9$
Nén dọc trục, liên hợp	$\phi_c = 0,9$
Kéo, đứt gãy trong tiết diện thực	$\phi_u = 0,8$
Kéo, chảy trong tiết diện nguyên	$\phi_y = 0,95$
Ép mặt lên các chốt, các lỗ doa, lỗ khoan hoặc lỗ bu lông và mặt cán	$\phi_b = 1,0$
Ép mặt bu lông lên vật liệu	$\phi_{bb} = 0,8$
Neo chịu cắt	$\phi_{sc} = 0,85$
Bu lông A325M và A490MN chịu kéo	$\phi_t = 0,8$
Bu lông A307 chịu kéo	$\phi_t = 0,8$
Bu lông A307 chịu cắt	$\phi_s = 0,65$
Bu lông A325M và A490MN chịu cắt	$\phi_s = 0,8$
Cắt khối	$\phi_{bs} = 0,8$
Kim loại hàn trong mối hàn ngấu hoàn toàn:	
- Cắt trên diện tích có hiệu	$\phi_{el} = 0,85$
- Kéo hoặc nén vuông góc với diện tích có hiệu	$\phi = \phi$ thép cơ bản
- Kéo hoặc nén song song với trục mối hàn	$\phi = \phi$ thép cơ bản

Bảng 3.9 (tiếp theo)

Mô tả trạng thái	Hệ số sức kháng
Kim loại hàn trong mối hàn ngấu từng phần:	
- Cắt song song với trục mối hàn	$\phi_{e2} = 0,85$
- Kéo hoặc nén song song với trục mối hàn	$\phi = \phi$ thép cơ bản
- Kéo nén vuông góc với diện tích có hiệu	$\phi = \phi$ thép cơ bản
- Kéo vuông góc với diện tích có hiệu	$\phi_{e1} = 0,80$
Kim loại hàn trong mối hàn góc:	
- Kéo hoặc nén song song với trục mối hàn	$\phi = \phi$ thép cơ bản
- Cắt trong chỗ thu hẹp mối hàn	$\phi_{e2} = 0,8$

3.2.3.4. Trạng thái giới hạn đặc biệt

Trạng thái giới hạn đặc biệt xuất hiện duy nhất với chu kỳ lớn hơn tuổi thọ thiết kế cầu. Động đất, băng trôi, va chạm xe cộ và tàu bè được xem như đặc biệt và chỉ được áp dụng riêng. Tuy nhiên, các trạng thái đặc biệt này có thể tổ hợp với lũ lớn (chu kỳ trên 100 năm nhưng nhỏ hơn 500 năm), hoặc tổ hợp với ảnh hưởng của xói khi lũ lớn. Ví dụ, có thể có xói do lũ làm giảm sức chống đỡ của móng khi thiết kế động đất, ...

Tất cả hệ số sức kháng $\phi = 1,0$ cho trạng thái đặc biệt chỉ trừ bu lông. Đối với bu lông, hệ số ϕ cho trạng thái đặc biệt sẽ lấy theo trạng thái hư hỏng chịu cắt ở bảng 3.9.

3.3. TẢI TRỌNG

3.3.1. Tải trọng thẳng đứng

3.3.1.1. Tải trọng thường xuyên

Tải trọng thường xuyên bao gồm tĩnh tải của các thành phần kết cấu và các liên kết DC, tĩnh tải lớp phủ mặt cầu và hệ thống tiện ích DW, tĩnh tải đất đắp EV, áp lực ngang của đất EH, tải trọng của đất chất thêm ES, và lực ma sát âm DD.

Khi không đủ số liệu chính xác, ta có thể lấy tỷ trọng được thể hiện ở bảng 3.10 để tính tĩnh tải. Các hệ số tải trọng của các tĩnh tải đã được thể hiện ở bảng 3.2.

Bảng 3.10. Tỷ trọng

Vật liệu	Tỷ trọng (g/cm^3)
Hợp kim nhôm	2,80
Lớp phủ bê tông asphalt	2,25
Thép đúc	7,20
Cát chặt, phù sa hoặc đất sét	1,925

Bảng 3.10 (tiếp theo)

Vật liệu	Tỷ trọng (g/cm^3)
Bê tông (kể cả cốt thép): + Nhẹ + Cát nhẹ + Thường $f_c' \leq 34$ MPa + Thường $34 < f_c' < 103$ MPa	 1,775 1,925 2,4 $2,25 + 0,0045 f_c'$
Cát rời, phù sa hoặc sỏi	1,6
Đất sét mềm	1,6
Sỏi, cuội, đá dăm hoặc đá ba lát	2,25
Thép	7,85
Đá xây	2,725
Nước: + Ngọt + Mặn	 1,0 1,025
Gỗ: + Cứng + Nhẹ	 0,96 0,80

3.3.1.2. Tải trọng tức thời

Tải trọng tức thời là tải trọng khai thác tác dụng bất kỳ theo không gian và thời gian, khác nhau về độ lớn và tính chất, ... Tải trọng thiết kế không giống loại xe nào ở thực tế nhưng nó đủ đảm bảo có hiệu ứng phủ toàn bộ các loại xe thông thường. Mỗi nước có quan niệm riêng về tải trọng xe thiết kế.

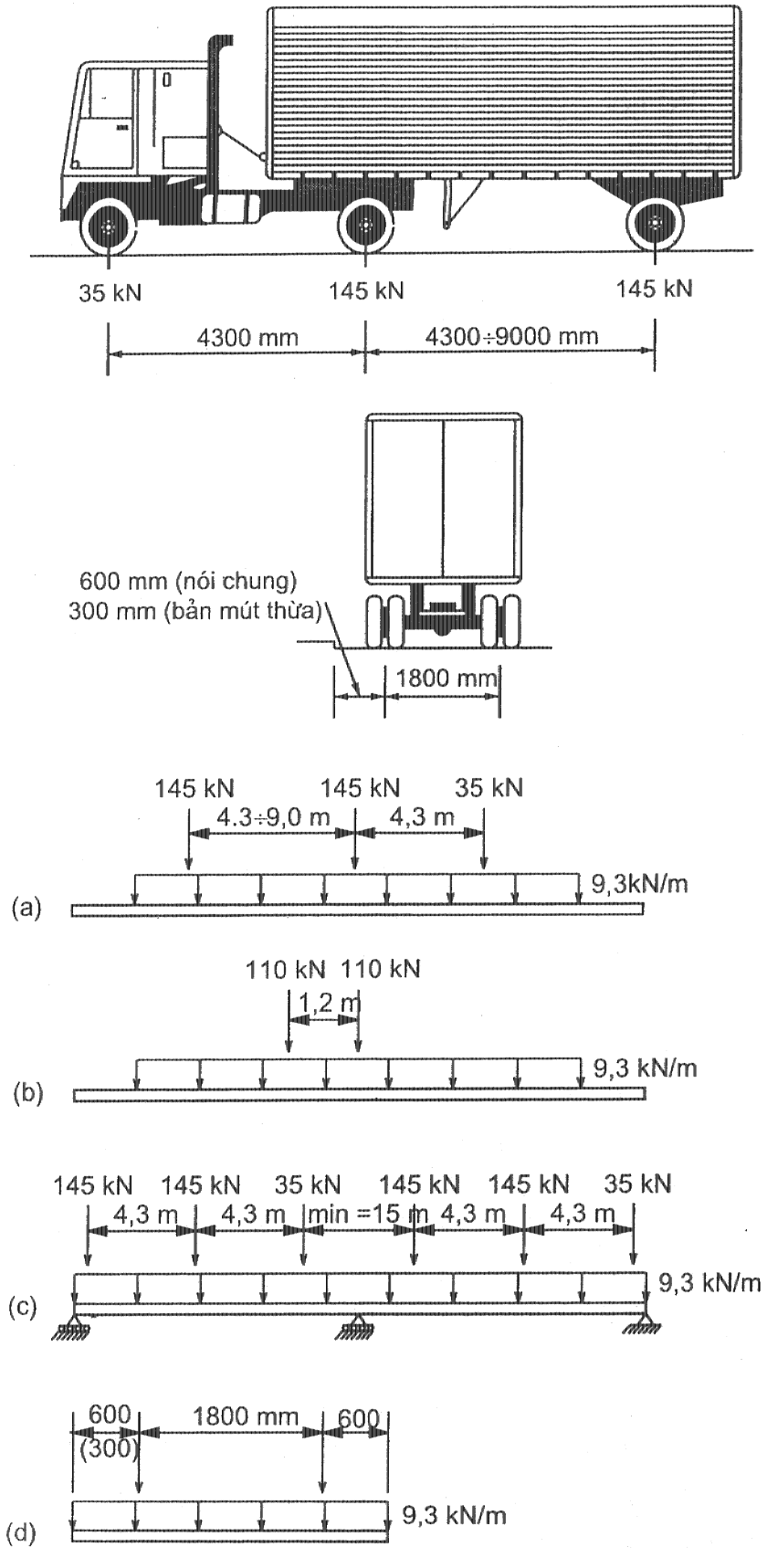
3.3.1.2.1. Làn thiết kế

Số lượng làn trên cầu là tiêu chuẩn thiết kế quan trọng. Khi thiết kế làn trên cầu, ta dùng hai loại làn là làn giao thông và làn thiết kế. Làn giao thông là số lượng làn do người thiết kế đưa ra để giao thông đi trên cầu. Bề rộng làn liên quan đến làn giao thông và thường lấy chuẩn 3500 mm. Làn thiết kế là làn được dành cho hoạt tải. Bề rộng làn thiết kế có thể bằng hoặc không bằng làn giao thông. Ở đây, ta dùng làn thiết kế là 3000 mm và xe tải phải đặt trong làn để gây hiệu ứng lớn nhất.

Số làn thiết kế được xác định bằng cách lấy số nguyên của tỷ số W/3500 (mm), trong đó W là bề rộng phần xe chạy (mm), nghĩa là khoảng cách giữa các rào chắn và/hoặc lan can. Trong trường hợp làn giao thông nhỏ hơn 3500 mm, số lượng và bề rộng làn thiết kế lấy bằng số lượng và bề rộng làn giao thông.

3.3.1.2.2. Hoạt tải ô tô thiết kế

Hoạt tải ô tô thiết kế được đặt tên là HL93 gồm một tổ hợp của xe tải thiết kế hoặc xe hai trục thiết kế với tải trọng làn thiết kế. Điều này có nghĩa là tổ hợp xe tải thiết kế kết hợp với tải trọng làn hoặc xe hai trục thiết kế kết hợp với tải trọng làn như được thể hiện ở hình 3.3.



Hình 3.3. *Nguyên tắc xếp hoạt tải trên cầu*

Đối với cầu nằm trên tuyến đường cấp IV hoặc thấp hơn, Chủ đầu tư có thể xác định tải trọng trục của xe tải thiết kế và xe hai trục thiết kế nhân với hệ số 0,5 hoặc 0,65.

a) Xe tải thiết kế

Xe tải thiết kế, được thể hiện ở hình 3.4, có trục trước 35 kN, trục chủ động 145 kN cách trục trước một khoảng không đổi 4300 mm, và trục sau cùng 145 kN. Cự ly giữa hai trục sau cùng thay đổi từ 4300 mm đến 9000 mm để gây ra hiệu ứng lớn nhất (xem hình 3.3a).

Xe tải thiết kế chỉ được xếp một chiếc ở mỗi làn xe trên cầu. Đối với mômen âm (kéo thớ trên) giữa các điểm uốn chịu tải trọng phân bố đều trên tất cả các nhịp, và phản lực tại các gối giữa, 90% hiệu ứng của hai xe tải thiết kế đặt cách nhau tối thiểu 15 m giữa trục trước xe này và trục sau của xe kia được kết hợp với 90% hiệu ứng của tải trọng làn thiết kế. Khoảng cách giữa các trục 145 kN của mỗi xe tải phải lấy 4300 mm (xem hình 3.3c).

b) Xe hai trục thiết kế (xe tandem)

Xe hai trục thiết kế là xe đặc biệt chỉ gồm hai trục, mỗi trục 110 kN cách nhau 1200 mm; và cự ly phương ngang giữa hai bánh xe là 1800 mm. Xe hai trục cũng chỉ xếp một chiếc trên mỗi làn xe (xem hình 3.3b).

c) Tải trọng làn

Tải trọng làn thiết kế là tải trọng 9,3 N/mm phân bố đều chiều dọc cầu, còn theo phương ngang được giả thiết phân bố đều trên làn thiết kế có chiều rộng 3000 mm (xem hình 3.3d). Như vậy, áp lực phân bố đều của tải trọng trên một đơn vị diện tích là 3,1 kPa. Tải trọng làn không xét đến hệ số xung kích.

3.3.1.2.3. Tải trọng mỏi

Cường độ mỏi có quan hệ với biên độ ứng suất do hoạt tải và số chu kỳ ứng suất của tải trọng. Vì đa số các xe tải không vượt quá trọng lượng giới hạn cho phép nên không nhất thiết phải dùng hết hoạt tải đó. Như vậy, tải trọng nhỏ hơn được áp dụng để xác định biên độ ứng suất. Xe tải thiết kế mỏi trên một làn là xe tải đơn với khoảng cách hai trục sau 9000 mm với hệ số tải trọng 0,75 và hệ số xung kích phải được đề cập vào.

Số lượng chu kỳ ứng suất dựa vào các cuộc khảo sát đếm xe. Số lượng xe tải trung bình hằng ngày trong một làn có thể được xác định bởi:

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT \qquad (3.12)$$

trong đó: p - một phần số xe tải trong làn đơn được lấy ở bảng 3.11;

ADTT - số lượng xe tải trung bình hằng ngày trên cầu.

Số lượng xe tải trung bình hằng ngày ADTT thường sẵn có cho mỗi cầu nhưng trong một số trường hợp chỉ có sẵn số lượng xe trung bình hằng ngày ADT. Khi đó, cần phải xác định được phần trăm xe tải có trong tổng số xe và được xác định từ khảo sát. Nếu không có số liệu, phần trăm xe tải được tra ở bảng 3.12.

Bảng 3.11. Phần xe tải trong làn đơn, p

Số làn xe tải	p
1	1,0
2	0,85
≥ 3	0,80

Bảng 3.12. Tỷ lệ xe tải trong luồng

Cấp đường	Tỷ lệ xe tải trong luồng
Đường nông thôn liên quốc gia	0,2
Đường thành phố liên quốc gia	0,15
Đường nông thôn	0,15
Đường thành phố	0,1

Ví dụ 3.1. Tính chu kỳ biên độ ứng suất N để thiết kế mỏi cho một cầu đơn giản hai làn xe, nhịp 24000 mm thuộc đường nông thôn một hướng. Biết số lượng giao thông một làn một ngày ADT = 20000.

Số lượng xe tải trung bình hàng ngày trong vùng giao thông nông thôn với hai làn xe là:

$$ADTT = 0,2 \times 2 \times 20000 = 8000 \text{ (xe/ngày)}$$

Số lượng xe tải trung bình của hai làn xe tải đơn hằng ngày là:

$$ADTT_{SL} = 0,85 \times 8000 = 6800 \text{ (xe/ngày)}$$

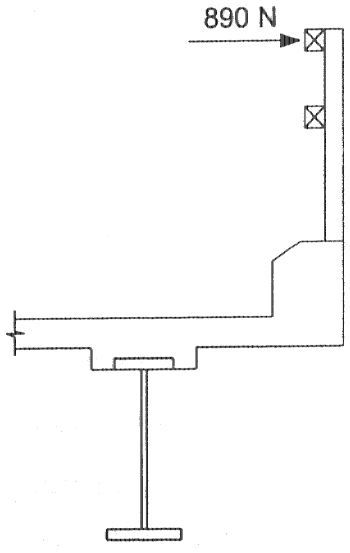
Số chu kỳ ứng suất mỗi lần xe tải qua được xác định là:

$$N = 365 \times 100 \times 1,0 \times 6800 = 248 \times 10^6 \text{ (chu kỳ)}$$

3.3.1.2.4. Tải trọng người

Đối với tất cả đường bộ hành rộng hơn 600 mm, tải trọng người được lấy bằng 3 kPa và phải tính đồng thời với hoạt tải thiết kế. Đối với cầu chỉ dành cho người đi bộ hoặc đi xe đạp, tải trọng người cần phải lấy bằng 4 kPa. Chú ý rằng không tính hệ số xung kích cho tải trọng người.

Tay vịn đối với đường bộ hành và/hoặc xe đạp phải được thiết kế với một tải trọng 0,73 N/m theo cả phương ngang và phương đứng cho mỗi tay vịn. Ngoài ra, như được thể hiện ở hình 3.4, tay vịn phải được thiết kế để chịu một lực tập trung 890 N tại đỉnh tay vịn theo bất kỳ phương nào.



Hình 3.4. *Tải trọng lên tay vịn*

3.3.1.2.5. Hệ số làn xe

Các xe tải đều đi trên các làn bố trí trên cầu nhưng không chắc chắn rằng tất cả các làn đều đồng thời có xe tải. Vì vậy, cần thiết phải điều chỉnh tải trọng thiết kế, nghĩa là đưa ra hệ số điều chỉnh làn xe hay còn gọi là hệ số làn xe được tra ở bảng 3.13.

Bảng 3.13. Hệ số làn xe, m

Số làn xe tải	m
1	1,2
2	1,0
3	0,85
> 3	0,65

Khi trên cầu có nhiều làn xe thì phải nhân với hệ số làn xe. Hệ số làn xe không áp dụng cho trạng thái giới hạn mỏi.

3.3.1.2.6. Tải trọng xung kích

Do mặt cầu không bằng phẳng nên khi xe chạy trên cầu gây ra lực xung kích. Về tổng quát, lực xung kích được xác định bởi

$$IM = \frac{D_{dyn}}{D_{sta}} \tag{3.13}$$

trong đó: D_{sta} - độ võng lớn nhất do tải trọng tĩnh;

D_{dyn} - độ võng tăng thêm do hiệu ứng dao động.

Tiêu chuẩn thiết kế hiện hành đưa ra một hướng đi rất đơn giản và lực xung kích được xác định ở bảng 3.14.

Bảng 3.14. Lực xung kích, IM

Kết cấu	IM (%)
Mối nối bản mặt cầu ở tất cả các trạng thái giới hạn	75
Tất cả các kết cấu khác: + Trạng thái giới hạn mỏi và đứt gãy + Các trạng thái giới hạn khác	 15 25

Đối với các xe tải thiết kế hay xe hai trục thiết kế, khi tính lực xung kích hiệu ứng gây ra được nhân thêm hệ số $(1 + IM/100)$, nghĩa là:

$$U_{L+IM} = U_L\left(1 + \frac{IM}{100}\right) \tag{3.14}$$

trong đó: U_L - hiệu ứng do hoạt tải;

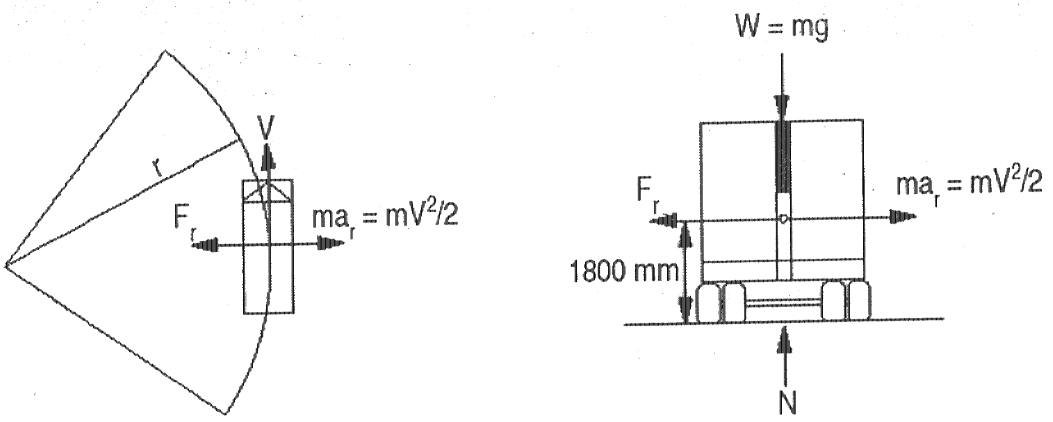
U_{L+IM} - hiệu ứng do hoạt tải có kể thêm lực xung kích.

Lực xung kích không tính đến đối với tải trọng làn, tải trọng người, các tường chắn không chịu lực thẳng đứng từ kết cấu nhịp, và các bộ phận móng được chôn hoàn toàn dưới mặt đất.

3.3.2. Tải trọng ngang

3.3.2.1. Lực ly tâm

Hình 3.5 thể hiện cách xác định lực ly tâm tác dụng lên xe khi vào đường cong. Lực ly tâm F_r tác dụng theo phương ngang cầu hướng vào tâm đường cong và cách mặt cầu 1800 mm, và được tính bởi:



***Hình 3.5.** Sơ đồ tính lực ly tâm*

$$F_r = CW \tag{3.15a}$$

với

$$C = f\left(\frac{v^2}{Rg}\right) \tag{3.15b}$$

trong đó: v - vận tốc thiết kế của đường (m/s);

R - bán kính cong của làn xe (m);

g - gia tốc trọng trường được lấy bằng 9,81 m/s^2;

W - trọng lượng xe;

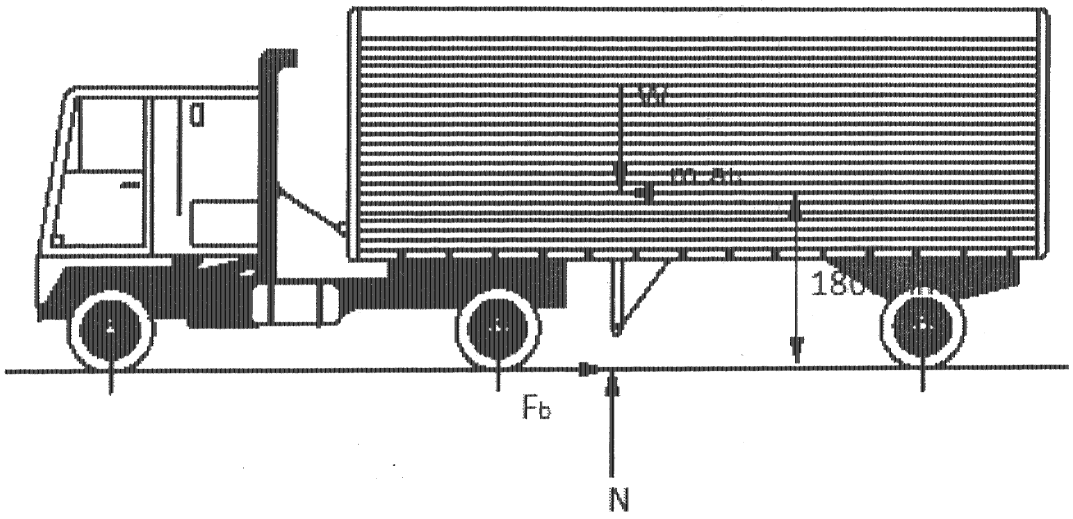
f - hệ số lấy bằng 4/3 đối với các tổ hợp tải trọng trừ mỏi, và lấy bằng 1,0 đối với mỏi.

Hệ số làn xe cũng được tính vào lực ly tâm này.

3.3.2.2. Lực hãm xe

Lực hãm xe truyền xuống bản và tác dụng qua gối truyền xuống kết cấu phần dưới. Tất cả các lái xe có thể đều phải hãm xe trên cầu khi cần thiết. Chính vì vậy, trong thiết kế cần xét đến lực hãm ở tất cả các làn xe nhưng cũng phải xét đến hệ số làn xe.

Các lực tác dụng lên xe khi hãm được thể hiện ở hình 3.6. Lực hãm F_B được xác định bởi:



Hình 3.6. *Sơ đồ tính lực hãm xe*

$$F_B = bW \tag{3.16a}$$

với

$$b = \frac{1}{2}\left(\frac{V^2}{gs}\right) \tag{3.16b}$$

trong đó: V - vận tốc ban đầu trước khi hãm (m/s);

s - chiều dài hãm xe (m);

g - gia tốc trọng trường được lấy bằng 9,81 m/s^2;

W - trọng lượng xe.

Theo AASHTO, để xác định lực hãm xe tải chạy với vận tốc 90 km/h (= 25 m/s) và chiều dài hãm xe là 122 m. Khi đó, giá trị b được tính bằng $(1/2)\left[25^2/(9{,}81\times 122)\right] \approx 25\%$. Chính vì vậy, lực hãm xe được lấy bằng 25% trọng lực xe tải ở tất cả các làn xe trên cùng một hướng. Lực hãm nằm ngang theo phương dọc cầu và cách mặt cầu 1800 mm.

3.3.2.3. Lực va tàu thuyền

Tất cả các cầu vượt sông có thông đường thủy đều phải được xét đến sự va tàu thuyền với mục đích thiết kế kết cấu cầu chịu được lực va tàu thuyền, hoặc thiết kế kết cấu bảo vệ. Lực va tàu phụ thuộc vào cấp sông, tàu thiết kế và vận tốc thiết kế. Bảng 3.15 thể hiện trọng tải của tàu theo cấp sông và bảng 3.16 thể hiện vận tốc va thiết kế, trong đó V_S là vận tốc bình quân hàng năm của dòng chảy liền kề kết cấu cần tính lực va.

Bảng 3.15. Tàu thiết kế

Cấp sông	Trọng tải của tàu DWT (tấn)	
	Tàu tự hành	Sàn lan kéo
I	2000	500
II	1000	500
III	300	400
IV	200	400
V	100	100
VI	40	100

Bảng 3.16. Vận tốc thiết kế

Tàu thiết kế	Vận tốc va V (m/s)
Tàu tự hành ≥ 1000	$3,3+V_S$
Tàu tự hành < 1000	$2,5+V_S$
Sàn lan kéo	$1,6+V_S$

Lực va tàu đâm thẳng vào trụ cầu được tính bởi:

$$P_S = 1,2\times10^5 \times V\sqrt{DWT} \qquad (3.17)$$

trong đó: P_S - lực va tàu (N);

DWT - trọng tải tấn của tàu;

V - vận tốc va thiết kế (m/s).

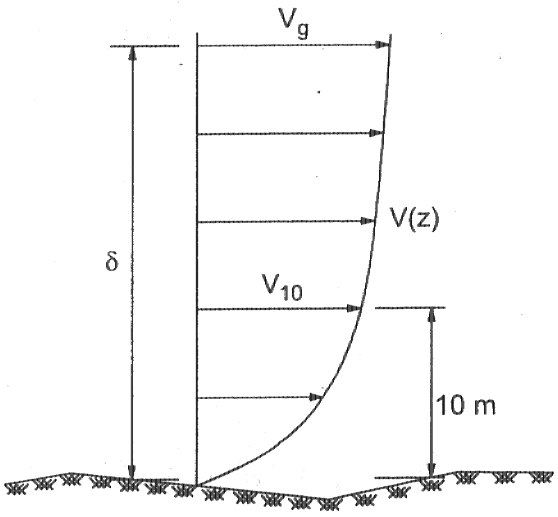
Trong trường hợp cầu nhiều nhịp, những vị trí xa luồng thông thuyền hoặc mực nước nông thì có thể thiết kế tàu nhỏ hơn nhưng phải được chấp nhận của Chủ đầu tư. Khi mực nước cao nhất bình quân không sâu quá 600 mm thì không cần xét hiệu ứng này.

3.3.2.4. Tải trọng gió

Vận tốc của gió thay đổi theo độ cao trên mặt đất và độ nhám của địa hình, và do đó áp lực lên kết cấu là một hàm của các tham số này. Vận tốc tăng theo độ cao nhưng giảm dần tỷ lệ. Nếu địa hình nhẵn thì vận tốc tăng nhanh theo độ cao. Một biểu đồ vận tốc đặc trưng được mô tả ở hình 3.7, trong đó một vài tham số chủ yếu được thể hiện. Tham số V_g là vận tốc gradien hoặc vận tốc không phụ thuộc vào ảnh hưởng của bề mặt, δ là độ cao lớp biên, thường được định nghĩa là chiều cao mà vận tốc bằng 99% V_g, và V_{10} là vận tốc tham chiếu tại độ cao 10 m. Đây là độ cao mà tại đó các dữ liệu về tốc độ gió được ghi lại. Biểu đồ vận tốc gió được mô hình bằng một hàm năng lượng có dạng:

$$V_{DZ} = CV_{10}\left(\frac{Z}{10000}\right)^{\alpha} \qquad (3.18)$$

trong đó: C và α là các hằng số được xác định bằng thực nghiệm. Mô hình này được dùng trong nhiều tiêu chuẩn về nhà cửa. Tuy nhiên, các nhà khoa học chỉ ra rằng số mũ của nó không phải là hằng số với độ nhám đã biết mà nó thay đổi theo độ cao. Các nhà khí tượng học và các kỹ sư về gió đã mô hình gió trong lớp biên theo hàm logarit. Hàm này được tìm ra trong lớp biên theo lý thuyết dòng và cho kết quả rất gần với thực nghiệm. Dạng tổng quát về biểu đồ vận tốc là:



***Hình 3.7.** Biểu đồ vận tốc gió*

$$V(Z) = \frac{1}{\kappa} V_0 \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \tag{3.19}$$

trong đó: Z - độ cao trên mặt đất;

κ - hằng số Karman (~ 0,4);

Z_0 - độ nhám của mặt đất.

$$V_0 = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \tag{3.20}$$

τ_0 - ứng suất cắt (cường độ gió) tại mặt đất;

ρ - mật độ không khí.

Tham số V_0 được hiểu là vận tốc ma sát cắt bởi vì nó liên quan đến lực cắt (ma sát) và Z_0 liên quan đến chiều cao độ nhám địa hình. Các thông số này thật khó để diễn tả bằng toán học, và vì vậy phải sử dụng các giá trị thực nghiệm. Cần chú ý rằng với độ nhám đã biết, hai hằng số thực nghiệm Z_0 và V_0 là cần thiết trong công thức (3.19). Vì vậy, hai giá trị đo đạc về vận tốc tại các độ cao khác nhau có thể được dùng để tính toán các hằng số này.

Cần biết rằng các hằng số này không độc lập và chúng có liên quan bằng công thức thể hiện dưới đây. Ứng suất cắt do gió tại mặt đất là:

$$\tau_0 = D_0 \rho V_{10}^2 \tag{3.21}$$

trong đó: D_0 - hệ số cản bề mặt;

V_{10} - tốc độ gió tại độ cao 10 m trên mặt đất hoặc mặt nước (km/h).

Với $Z = 10\,\text{m}$, công thức (3.19) được dùng để tìm V_0:

$$V_0 = \kappa \frac{V_{10}}{\ln(10000/Z_0)} \tag{3.22}$$

Cân bằng ứng suất cắt bề mặt ở các công thức (3.20) và (3.21), ta được:

$$D_0 = \left(\frac{V_0}{V_{10}}\right)^2 \tag{3.23a}$$

hoặc

$$V_0 = \sqrt{D_0} V_{10} \tag{3.23b}$$

Thay công thức (3.22) vào (3.23a) sẽ được:

$$D_0 = \left[\frac{\kappa}{\ln(10000/Z_0)}\right]^2 \tag{3.24}$$

Cuối cùng, thay công thức (3.22) vào (3.23b), ta được công thức mô tả rằng đối với tốc độ gió tham chiếu V_{10} bất kỳ, Z_0 và V_0 có quan hệ với nhau:

$$V_0 = \left[\frac{\kappa}{\ln(10000/Z_0)}\right] V_{10} \tag{3.25}$$

Công thức áp dụng cho biểu đồ gió được dùng trong tiêu chuẩn AASHTO là:

$$V_{DZ} = 2{,}5 V_0 \frac{V_{10}}{V_B} \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \tag{3.26}$$

trong đó: V_{DZ} - tốc độ gió thiết kế tại cao độ Z (km/h) [giống như $V(Z)$ ở công thức (3.19)];

V_B - tốc độ gió cơ bản 160 km/h để đạt đến cường độ thiết kế;

V_0 - "tốc độ ma sát cắt", là một đặc trưng về gió được chỉ rõ ở bảng 3.17 (km/h);

Z_0 - "chiều dài ma sát", là một đặc trưng về gió được lấy ở bảng 3.17 (mm);

Hằng số 2,5 là nghịch đảo của hằng số Karman 0,4. Tỷ số V_{10}/V_B được sử dụng với tỷ lệ tuyến tính đối với tốc độ gió tham chiếu trừ 160 km/h.

Bảng 3.17. Các giá trị V_0 và Z_0 đối với các điều kiện bề mặt khác nhau

Điều kiện	Vùng thoáng	Ngoại ô	Thành phố
V_0 (km/h)	13,2	17,6	19,3
Z_0 (mm)	70	1000	2500

Công thức (3.25) có thể được dùng để mô tả quan hệ giữa V_0 và Z_0. Ví dụ, khi dùng cho điều kiện ở vùng thoáng:

$$V_0 = 0,4\frac{160}{\ln(10000/70)} = 12,9 \text{ (km/h)}$$

tương đối trùng với bảng 3.17.

Áp lực gió lên kết cấu hoặc các bộ phận được tính toán theo áp lực gió cơ bản với $V_B = 160$ km/h

$$P_D = P_B\left(\frac{V_D}{V_B}\right)^2 = P_B\left(\frac{V_D}{160}\right)^2 = P_B\frac{V_D^2}{25600} \qquad (3.27)$$

trong đó áp lực gió cơ bản được cho ở bảng 3.18. Bảng 3.18 bao gồm ảnh hưởng của gió mạnh và sự phân bố áp lực lên bề mặt (các hệ số áp lực).

Bảng 3.18. Áp lực cơ bản P_B tương ứng với $V_B = 160$ km/h

Bộ phận kết cấu phần trên	Tải trọng xuôi gió (MPa)	Tải trọng khuất gió (MPa)
Dàn, cột, vòm	0,0024	0.0012
Dầm	0,0024	N/A
Bề mặt phẳng rộng	0,0019	N/A

Công thức (3.27) sử dụng bình phương tỷ số tốc độ thiết kế và tốc độ cơ bản bởi vì áp lực tỷ lệ với bình phương tốc độ ($p = C_d\frac{1}{2}\rho V^2$). Hơn nữa, tải trọng gió nhỏ nhất không nhỏ hơn 4,4 N/mm trong mặt phẳng thanh biên về phía xuôi gió và 2,2 N/mm trong mặt phẳng thanh biên về phía khuất gió tác dụng lên kết cấu dàn và vòm, và không nhỏ hơn 4,4 N/mm tác dụng lên kết cấu dầm. Tải trọng gió này tương ứng với áp lực gió lên kết cấu (WS) như đã cho ở bảng 3.19. Tải trọng gió này phải được xem xét từ tất cả các hướng và giá trị bất lợi được dùng để thiết kế.

Tốc độ gió thiết kế cũng có thể được xác định bởi:

$$V = V_B \times S \qquad (3.28)$$

trong đó: V_B - tốc độ gió giật cơ bản trong 3 giây với chu kỳ xuất hiện 100 năm được tra ở bảng 3.19;

S - hệ số điều chỉnh đối với nơi xây dựng cầu và độ cao mặt cầu và được tra bảng 3.20.

Bảng 3.19. Vận tốc gió cơ bản V_B

Vùng tính toán theo TCVN 2737-1995	Vận tốc V_B (m/s)
I	38
II	45
III	53
IV	59

Bảng 3.20. Hệ số điều chỉnh S

Độ cao mặt cầu trên mặt đất hay trên mặt nước (m)	Khu vực thông thoáng hay mặt nước thoáng	Khu vực rừng cây có nhà cửa với cây cối, nhà cao tối đa khoảng 10 m	Khu vực có nhà cửa với đa số nhà cao trên 10 m
10	1,09	1,00	0,81
20	1,14	1,06	0,89
30	1,17	1,10	0,94
40	1,20	1,13	0,98
50	1,21	1,16	1,01

Để tính gió trong quá trình lắp ráp có thể nhân các giá trị của V với hệ số 0,85.

3.3.2.4.1. Tải trọng gió tác dụng lên công trình

a) Tải trọng gió ngang

Tải trọng gió ngang P_D phải được lấy theo chiều tác dụng nằm ngang và đặt tại trọng tâm của các phần diện tích thích hợp và được xác định bởi

$$P_D = 0,0006V^2A_tC_d \geq 1,8A_t \qquad (3.29)$$

trong đó: V - tốc độ gió được xác định theo công thức (3.28) (m/s);

A_t - diện tích của kết cấu hay cấu kiện phải tính tải trọng gió ngang (m^2);

C_d - hệ số cản được xác định theo hình 3.5 phụ thuộc vào tỷ số b/d ;

b - chiều rộng toàn cầu giữa hai mặt lan can (mm);

d - chiều cao kết cấu phần trên bao gồm cả lan can đặc nếu có (mm).

Diện tích kết cấu chắn gió phải là diện tích đặc chiếu lên mặt vuông góc với hướng gió trong trạng thái không có hoạt tải tác dụng với các điều kiện sau đây:

• Đối với kết cấu phần trên có lan can đặc, diện tích bao gồm diện tích lan can đặc đầu gió, không xét ảnh hưởng của lan can cuối gió.

• Đối với kết cấu phần trên có lan can hở, tải trọng toàn phần sẽ bằng tổng tải trọng tác dụng lên kết cấu phần trên, khi đó phải xét lan can đầu gió và cuối gió riêng rẽ từng loại.

• Đối với kết cấu nhịp dàn, lực gió sẽ được tính toán cho từng bộ phận riêng rẽ cả đầu và cuối gió không xét che chắn.

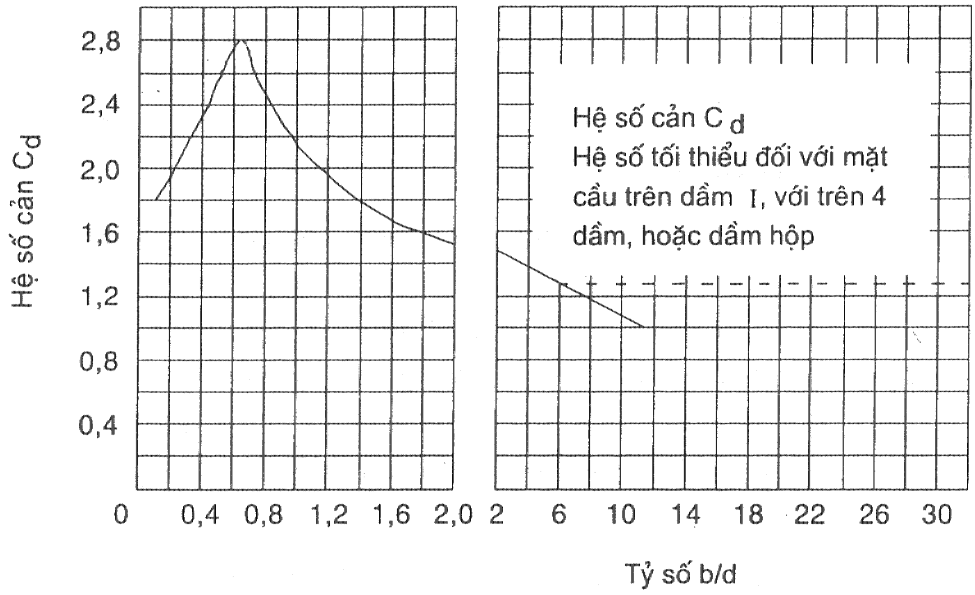
• Đối với các trụ cầu không xét ảnh hưởng che chắn.

Hệ số cản C_d phải tính theo các phương pháp sau:

• Đối với kết cấu phần trên có mặt chính đặc, mép dốc đứng, không có góc vút thoát gió đáng kể thì C_d lấy theo hình 3.8.

• Đối với kết cấu phần trên dàn, lan can và kết cấu phần dưới, lực gió tính cho từng bộ phận riêng với các giá trị C_d theo TCVN 2737-1995, hoặc theo các số liệu khác được chủ đầu tư duyệt.

• Đối với kết cấu khác, phải xác định C_d theo thí nghiệm trong ống thổi gió.



Hình 3.8. *Hệ số cản* C_d

b) Tải trọng gió dọc

Đối với mố trụ, kết cấu nhịp dàn hoặc kết cấu khác có bề mặt chắn gió lớn song song với tim cầu thì phải xét lực gió dọc. Việc tính toán tương tự như lực gió ngang. Đối với kết cấu phần trên có mặt trước đặc, lực gió lấy bằng 0,25 lần lực gió ngang.

Tải trọng gió dọc và ngang phải tính như các trường hợp tải trọng riêng rẽ. Khi cần thiết, cần kiểm toán lực gió theo góc tác dụng thực của nó.

c) Tải trọng gió thẳng đứng

Tải trọng gió thẳng đứng P_V tác dụng vào trọng tâm tiết diện được xác định theo công thức:

$$P_V = 0{,}00045V^2A_V \quad (kN) \qquad (3.30)$$

trong đó: V - tốc độ gió được xác định theo công thức (3.28) (m/s);

A_V - diện tích phẳng của mặt cầu hay cấu kiện dùng để tính tải trọng gió thẳng đứng (m^2);

Tải trọng này được tính trong các trạng thái giới hạn không có gió tác dụng lên hoạt tải và chỉ khi hướng gió vuông góc với tim cầu. Lực gió này tác dụng cùng với lực gió ngang.

Công thức (3.30) dùng cho góc tác dụng của gió nhỏ hơn 5^{o}, nếu lớn hơn lực bốc phải xác định theo thí nghiệm.

3.3.2.4.2. Tải trọng gió tác dụng lên xe cộ

Khi xét tổ hợp tải trọng cường độ III, phải tính tải trọng tác dụng vào cả kết cấu và xe cộ. Tải trọng ngang của gió lên xe cộ là tải trọng phân bố 1,5 kN/m tác dụng theo hướng nằm ngang và đặt ở cao độ 1800 mm so với mặt đường. Tải trọng gió dọc lên xe cộ là tải trọng phân bố 0,75 kN/m tác dụng nằm ngang, dọc theo kết cấu và đặt ở cao độ 1800 mm so với mặt đường.

Phải đặt lực gió ngang và dọc lên xe cộ cho từng trường hợp riêng rẽ, nếu cần phải kiểm toán hợp lực theo góc tác dụng thực của gió.

3.4. SỰ PHÂN BỐ TẢI TRỌNG

Để thiết kế một hệ thống phức tạp như cầu thép, việc cần thiết là phân thành những hệ thống phụ nhỏ hơn để dễ tính toán và quản lý; mỗi hệ thống có thể gồm nhiều bộ phận; bao gồm kết cấu phần trên, kết cấu phần dưới và nền móng; trong đó kết cấu phần trên có thể bao gồm bộ phận chịu lực chính như dầm, giàn, vòm, treo… và các bộ phận phụ khác như hệ dầm mặt cầu, bản mặt cầu, hệ liên kết, hệ thống lan can… Việc xác định nội lực và biến dạng trong các bộ phận là cần thiết để xác định kích thước yêu cầu và các đặc tính của vật liệu.

Hệ thống cầu thép là kết cấu làm việc theo sơ đồ không gian; và hơn nữa, đó là kết cấu siêu tĩnh bậc cao. Vì vậy, việc tính toán các hiệu ứng do tải trọng gây ra sẽ vô cùng khó khăn và phức tạp. Với mục đích việc tính toán trở nên dễ dàng hơn, kết cấu cầu thép với sơ đồ không gian có thể chuyển thành sơ đồ phẳng. Khi đó, ta cần nắm bắt được sự phân bố tải trọng lên các bộ phận kết cấu, và cũng cần biết rằng sự phân bố tải trọng này phụ thuộc vào độ cứng tương đối giữa các bộ phận khác nhau. Trong tài liệu này, sự phân bố tải trọng lên các dầm trong kết cấu nhịp sẽ được trình bày với một số phương pháp tính toán khác nhau và sự phân bố tải trọng được xác định bởi hệ số phân bố tải trọng.

3.4.1. Phương pháp đòn bẩy

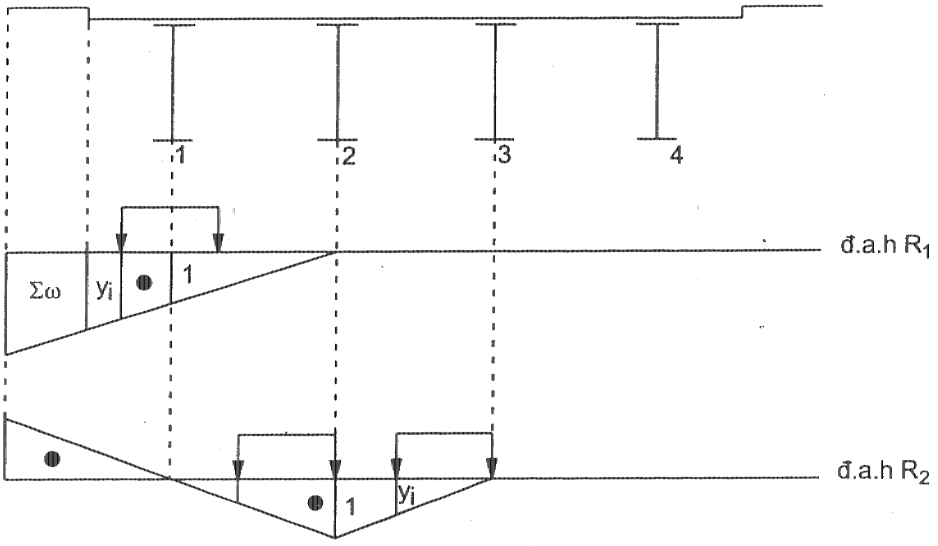
Phương pháp đòn bẩy xem các dầm chủ làm việc độc lập với nhau; nghĩa là khi đặt tải trên 1 dầm bất kỳ thì dầm đó chịu toàn bộ tải trọng, các dầm còn lại không chịu tải trọng truyền sang. Áp dụng cho trường hợp hệ liên kết ngang gồm bản mặt cầu và dầm ngang kê tự do trên dầm dọc, hoặc hệ liên kết ngang rất yếu, hoặc tính hệ số phân bố ngang tại vị trí gần trụ và mố cầu, nơi có chuyển vị của dầm rất nhỏ, hoặc trường hợp chỉ có 2 dầm chủ, dàn chủ…

Hình 3.9 thể hiện tính toán hệ số phân phối ngang theo phương pháp đòn bẩy. Các tải trọng được bố trí theo phương ngang cầu sao cho gây ra hiệu ứng lớn nhất. Hệ số phân phối ngang được tính

$$g = \frac{1}{2}\sum_i y_i \quad \text{(ô tô)} \tag{3.31a}$$

$$g = \sum \omega \quad \text{(người)} \tag{3.31b}$$

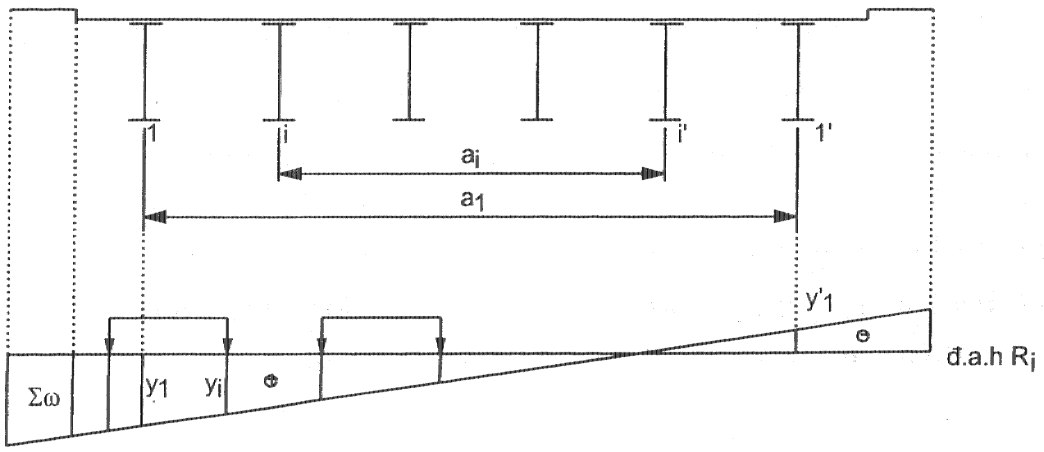
với y_i là tung độ của đường ảnh hưởng áp lực ứng với tải trọng tập trung; và $\sum\omega$ là diện tích đường ảnh hưởng ứng với đoàn người.



Hình 3.9. Phương pháp đòn bẩy

3.4.2. Phương pháp nén lệch tâm

Phương pháp nén lệch tâm được áp dụng khi xem liên kết ngang có độ cứng là vô cùng, và dầm ngang chỉ có chuyển vị mà không có biến dạng. Việc xác định hệ số phân phối ngang có thể dùng đường ảnh hưởng, hoặc tính trực tiếp. Hình 3.10 thể hiện cách tính dùng đường ảnh hưởng, khi đó việc xác định hệ số phân bố ngang cũng theo công thức (3.31). Đường ảnh hưởng áp lực của dầm thứ i thông thường được xác định từ hai tung độ tại hai dầm ngoài cùng như sau:



Hình 3.10. Phương pháp nén lệch tâm

$$\begin{cases} y_1 = \dfrac{1}{n} + \dfrac{a_1 a_i}{2\sum a_i^2} \\ y_1' = \dfrac{1}{n} - \dfrac{a_1 a_i}{2\sum a_i^2} \end{cases} \quad (3.32)$$

và trong trường hợp các dầm có mô men quán tính khác nhau:

$$\begin{cases} y_1 = \dfrac{I_i}{\sum I_i} + \dfrac{a_1 a_i I_i}{2\sum I_i a_i^2} \\ y_1' = \dfrac{I_i}{\sum I_i} - \dfrac{a_1 a_i I_i}{2\sum I_i a_i^2} \end{cases} \quad (3.33)$$

trong đó: a_i - khoảng cách giữa hai dầm thứ i đối xứng qua tim cầu (m);

a_1 - khoảng cách giữa hai dầm ngoài cùng đối xứng qua tim cầu (m);

I_i - mô men quán tính của dầm chủ thứ i (mm^4);

n - số lượng dầm chủ.

Phương pháp nén lệch tâm có thể được tính trực tiếp hệ số phân bố ngang cho ô tô và người mà không cần xác định đường ảnh hưởng. Khi đó, hệ số phân bố ngang được tính bởi:

$$g_i = n_L \cdot \left(\frac{1}{n} + \frac{e.a_i}{\sum a_i^2} \right) \quad (3.34)$$

trong đó: a_i - khoảng cách giữa hai dầm thứ i đối xứng qua tim cầu (m);

e - độ lệch tâm của hợp lực tải trọng đối với tim cầu (m);

n - số lượng dầm chủ;

n_L - số làn xe.

g_i - hệ số phân phối ngang tính cho dầm thứ i.

Phương pháp nén lệch tâm có thể áp dụng khi thiết kế sơ bộ, cầu có nhiều dầm ngang, hoặc khi tỷ lệ giữa chiều dài nhịp và bề rộng cầu không nhỏ hơn 2.

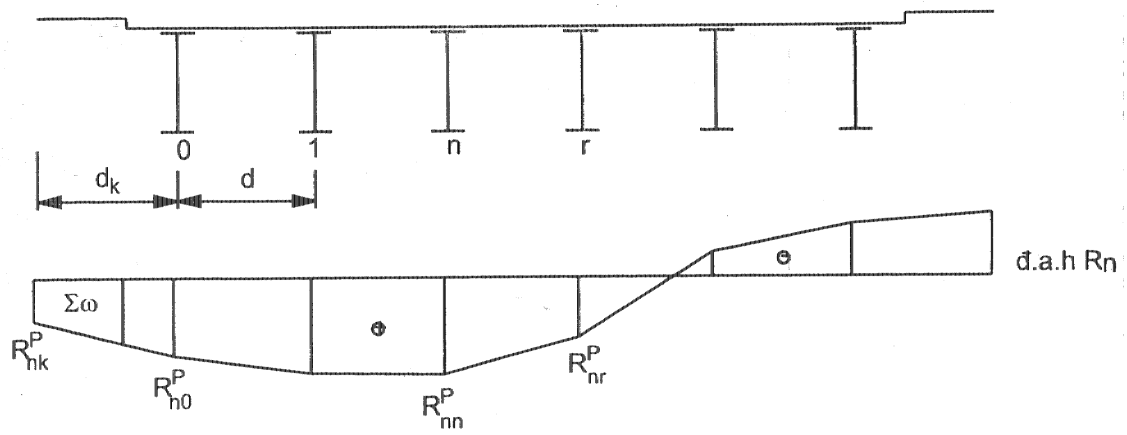
3.4.3. Phương pháp dầm liên tục trên gối tựa đàn hồi

Phương pháp này được áp dụng khi xem kết cấu theo phương ngang như là dầm liên tục kê trên các gối tựa đàn hồi tại vị trí của các dầm chủ. Việc xác định hệ số phân bố ngang dựa vào đường ảnh hưởng áp lực lên dầm chủ cần xét.

Cho lực P = 1 di động theo phương ngang cầu và áp dụng nguyên lý cộng tác dụng:

- Phản lực lên gối thứ n do P = 1 đặt tại gối r gây ra là:

$$R_{nr}^P = \frac{1}{D}\left(A_{0r} + A_{1r}.\alpha + A_{2r}.\alpha^2 + ... + A_{(m-1)r}.\alpha^{m-1} \right) \quad (3.35)$$



Hình 3.11. Phương pháp dầm trên gối tựa đàn hồi

- Phản lực lên gối thứ n do $M = 1$ đặt tại gối 0 (dầm biên) gây ra là:

$$R^M_{n0} = \frac{1}{Dd}\left(B_0 + B_1.\alpha + B_2.\alpha^2 + ... + B_{(m-1)}.\alpha^{m-1}\right) \quad (3.36)$$

- Phản lực lên gối thứ n do $P = 1$ đặt tại đầu thừa gây ra là:

$$R^P_{nk} = R^P_{n0} + d_k R^M_{n0} \quad (3.37)$$

trong đó: $D - C_0 + C_1.\alpha + C_2.\alpha^2 + ... + C_{(m-1)}.\alpha^{m-1}$ (3.38)

d_k - chiều dài phần mút thừa;

d - khoảng cách giữa các dầm chủ;

m - số nhịp của dầm ngang, khung ngang;

α - hệ số mềm phụ thuộc quan hệ độ cứng của dầm chủ và dầm ngang, khung ngang (kể cả bản mặt cầu), được xác định bởi:

$$\alpha = \frac{d^3}{6EI'\Delta p} \quad (3.39)$$

I' - mô men quán tính của dầm ngang, khung ngang (kể cả bản mặt cầu) trên đơn vị chiều dài nhịp; nghĩa là:

$$I' = \frac{I}{a} \quad (3.40)$$

hoặc I' lấy bằng mô men quán tính của 1 m rộng bản mặt cầu khi kết cấu nhịp không có dầm ngang, khung ngang;

I - mô men quán tính của dầm ngang, khung ngang (kể cả bản mặt cầu);

a - khoảng cách giữa các dầm ngang, khung ngang.

Δp - độ võng của dầm chủ (hoặc của gối đàn hồi) do tải trọng $p = 1$ (t/m) phân bố đều trên chiều dài dầm chủ mà không kể đến sự phân bố của dầm ngang, khung ngang;

A_i, B_i, C_i - các hệ số phụ thuộc vào số lượng nhịp và thứ tự gối mà tải trọng tác dụng lên nó.

Để thuận tiện cho việc tính toán, các giá trị R_{nr}^{P} và dR_{n0}^{M} đã được lập sẵn trong bảng 3.21a và 3.21b, phụ thuộc vào hệ số α xác định theo công thức (3.39) và số lượng nhịp.

Lưu ý: Tung độ ảnh hưởng phản lực lên gối tựa đàn hồi *n* khi P = 1 đặt ở đầu mút thừa được tính theo công thức (3.41) với R_{n0}^{P} là phản lực tại gối n do P = 1 đặt tại gối 0 tra trong bảng 3.21a; dR_{n0}^{M} là hệ số phản lực tại gối n do P = 1 đặt ở đầu mút thừa tra trong bảng 3.21b:

$$R_{nk}^{P} = R_{n0}^{P} + \frac{d_k}{d}\left(dR_{n0}^{M}\right) \tag{3.41}$$

Hình 3.11 thể hiện đường ảnh hưởng phản lực lên dầm bất kỳ n do tải trọng P = 1 di động theo phương ngang cầu gây ra theo phương pháp dầm trên gối tựa đàn hồi. Từ đó, hệ số phân bố ngang do các tải trọng gây ra được xác định theo công thức (3.31).

Phương pháp dầm trên gối tựa đàn hồi sẽ cho kết quả chính xác hơn so với hai phương pháp đòn bẩy và nén lệch tâm vì độ cứng tương đối giữa dầm ngang và dầm chủ đã được xét đến. Phương pháp này được áp dụng khi cầu không có hoặc có rất ít dầm ngang và khi tỷ lệ giữa chiều dài nhịp và bề rộng cầu nhỏ hơn 2. Ngoài ra, khi hệ số mềm $\alpha < 0{,}005$ kết cấu dầm ngang, khung ngang được xem có độ cứng lớn nên phương pháp nén lệch tâm có thể áp dụng và khi $\alpha > 1{,}5$ ta có thể áp dụng phương pháp đòn bẩy để xác định sự phân bố áp lực lên dầm dọc.

Cần chú ý rằng, hệ số phân bố ngang xác định theo phương pháp đòn bẩy, nén lệch tâm, và dầm trên gối tựa đàn hồi đều chưa xét đến ảnh hưởng của số làn xe. Do vậy, khi tính toán hiệu ứng tải trọng cần phải nhân với hệ số làn xe m được cho ở bảng 3.13.

Bảng 3.21a. Tung độ đường ảnh hưởng phản lực lên gối tựa đàn hồi *n* khi P = 1 đặt trên gối tựa *r* : R_{nr}^{P}

Số lượng nhịp	Ký hiệu phản lực	Ký hiệu tung độ	Tung độ đường ảnh hưởng ứng với các trị số α									
			0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1	0,5	1,0	1,5
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
2	R_0^P	R_{00}^P	0,831	0,835	0,836	0,837	0,838	0,839	0,844	0,875	0,900	0,916
		R_{01}^P	0,332	0,331	0,329	0,327	0,325	0,323	0,312	0,250	0,200	0,167
		R_{02}^P	-0,166	-0,165	-0,164	-0,163	-0,162	-0,161	-0,156	-0,125	-0,100	-0,083
	R_1^P	R_{10}^P	0,332	0,331	0,329	0,327	0,325	0,323	0,312	0,250	0,200	0,167
		R_{11}^P	0,336	0,338	0,342	0,347	0,351	0,355	0,375	0,500	0,600	0,667
		R_{12}^P	0,332	0,331	0,329	0,327	0,325	0,323	0,312	0,250	0,200	0,167

Bảng 3.21a. (tiếp theo)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
3	R_0^P	R_{00}^P	0,702	0,706	0,711	0,717	0,723	0,728	0,750	0,845	0,890	0,912
		R_{01}^P	0,397	0,394	0,388	0,382	0,376	0,370	0,346	0,242	0,187	0,156
		R_{02}^P	0,097	0,094	0,089	0,084	0,079	0,074	0,054	-0,019	-0,044	-0,051
		R_{03}^P	-0,197	-0,194	-0,189	-0,183	-0,178	-0,173	-0,151	-0,068	-0,033	-0,018
	R_1^P	R_{10}^P	0,397	0,394	0,388	0,382	0,376	0,370	0,346	0,242	0,187	0,156
		R_{11}^P	0,304	0,307	0,314	0,321	0,328	0,334	0,363	0,497	0,582	0,636
		R_{12}^P	0,202	0,205	0,209	0,214	0,218	0,221	0,237	0,280	0,275	0,258
		R_{13}^P	0,097	0,094	0,089	0,084	0,079	0,074	0,054	-0,019	-0,044	-0,051
4	R_0^P	R_{00}^P	0,590	0,618	0,636	0,649	0,661	0,674	0,720	0,845	0,890	0,911
		R_{01}^P	0,395	0,390	0,382	0,374	0,366	0,359	0,333	0,237	0,187	0,157
		R_{02}^P	0,191	0,182	0,166	0,151	0,138	0,127	0,083	-0,021	-0,043	-0,049
		R_{03}^P	-0,0001	-0,0002	-0,0003	-0,0004	-0,0004	-0,0005	0,0004	0,003	0,006	0,008
		R_{04}^P	-0,192	-0,184	-0,169	-0,156	-0,145	-0,135	-0,096	-0,013	0,001	0,001
	R_1^P	R_{10}^P	0,395	0,390	0,382	0,374	0,366	0,359	0,333	0,237	0,187	0,157
		R_{11}^P	0,304	0,307	0,314	0,320	0,327	0,333	0,358	0,482	0,571	0,630
		R_{12}^P	0,204	0,208	0,215	0,221	0,226	0,231	0,248	0,274	0,261	0,244
		R_{13}^P	0,101	0,101	0,102	0,102	0,102	0,102	0,099	0,054	0,016	-0,006
		R_{14}^P	-0,0001	-0,0002	-0,0003	-0,0004	-0,0004	-0,0005	-0,0004	0,003	0,006	0,008
	R_2^P	R_{20}^P	0,191	0,182	0,166	0,151	0,138	0,127	0,083	-0,021	-0,043	-0,049
		R_{21}^P	0,204	0,208	0,215	0,221	0,226	0,231	0,248	0,274	0,261	0,244
		R_{22}^P	0,211	0,221	0,240	0,257	0,272	0,285	0,339	0,494	0,566	0,610
		R_{23}^P	0,204	0,208	0,215	0,221	0,226	0,231	0,248	0,274	0,261	0,244
		R_{24}^P	0,191	0,182	0,166	0,151	0,138	0,127	0,083	-0,021	-0,043	-0,049

Bảng 3.21a, (tiếp theo)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
5	R_0^P	R_{00}^P	0,544	0,562	0,592	0,616	0,636	0,653	0,712	0,843	0,886	0,907
		R_{01}^P	0,377	0,373	0,365	0,359	0,354	0,349	0,326	0,241	0,193	0,167
		R_{02}^P	0,221	0,206	0,180	0,160	0,142	0,128	0,079	0,020	-0,043	-0,051
		R_{03}^P	0,080	0,067	0,046	0,029	0,016	0,006	-0,026	-0,048	-0,034	-0,025
		R_{04}^P	-0,049	-0,050	-0,051	-0,052	-0,052	-0,052	-0,049	-0,020	-0,006	-0,0005
		R_{05}^P	-0,173	-0,157	-0,132	-0,112	-0,095	-0,082	-0,042	0,005	0,004	0,002
	R_1^P	R_{10}^P	0,377	0,373	0,365	0,359	0,354	0,349	0,326	0,241	0,193	0,167
		R_{11}^P	0,298	0,302	0,308	0,314	0,320	0,325	0,350	0,477	0,559	0,607
		R_{12}^P	0,213	0,216	0,220	0,225	0,228	0,232	0,243	0,269	0,297	0,259
		R_{13}^P	0,124	0,124	0,124	0,123	0,122	0,121	0,112	0,052	0,014	-0,007
		R_{14}^P	0,037	0,036	0,034	0,032	0,029	0,027	0,018	-0,018	-0,026	-0,025
		R_{15}^P	0,049	-0,050	-0,051	-0,052	-0,052	-0,052	-0,049	-0,020	-0,006	-0,000
	R_2^P	R_{20}^P	0,221	0,206	0,180	0,160	0,142	0,128	0,079	-0,020	-0,043	-0,055
		R_{21}^P	0,213	0,216	0,220	0,225	0,228	0,232	0,243	0,269	0,267	0,259
		R_{22}^P	0,197	0,211	0,235	0,254	0,271	0,285	0,336	0,477	0,542	0,579
		R_{23}^P	0,165	0,176	0,194	0,208	0,220	0,229	0,255	0,269	0,255	0,245
		R_{24}^P	0,124	0,121	0,121	0,123	0,122	0,121	0,112	0,052	0,014	0,007
		R_{25}^P	0,080	0,067	0,046	0,029	0,016	0,006	-0,026	-0,048	-0,034	-0,025
6	R_0^P	R_{00}^P	0,500	0,529	0,573	0,605	0,629	0,649	0,712	0,838	0,876	0,892
		R_{01}^P	0,357	0,356	0,353	0,350	0,346	0,343	0,325	0,246	0,209	0,191
		R_{02}^P	0,227	0,207	0,177	0,155	0,138	0,124	0,077	-0,018	-0,043	-0,052
		R_{03}^P	0,114	0,091	0,058	0,035	0,019	0,006	-0,027	-0,049	-0,040	-0,033
		R_{04}^P	0,018	0,004	-0,014	-0,025	-0,033	-0,039	-0,047	-0,018	-0,006	-0,0002
		R_{05}^P	-0,067	-0,064	-0,058	-0,053	-0,049	-0,045	-0,032	-0,002	0,002	0,0025
		R_{06}^P	-0,148	-0,124	-0,089	-0,067	-0,050	-0,038	-0,009	0,004	0,001	0,0002

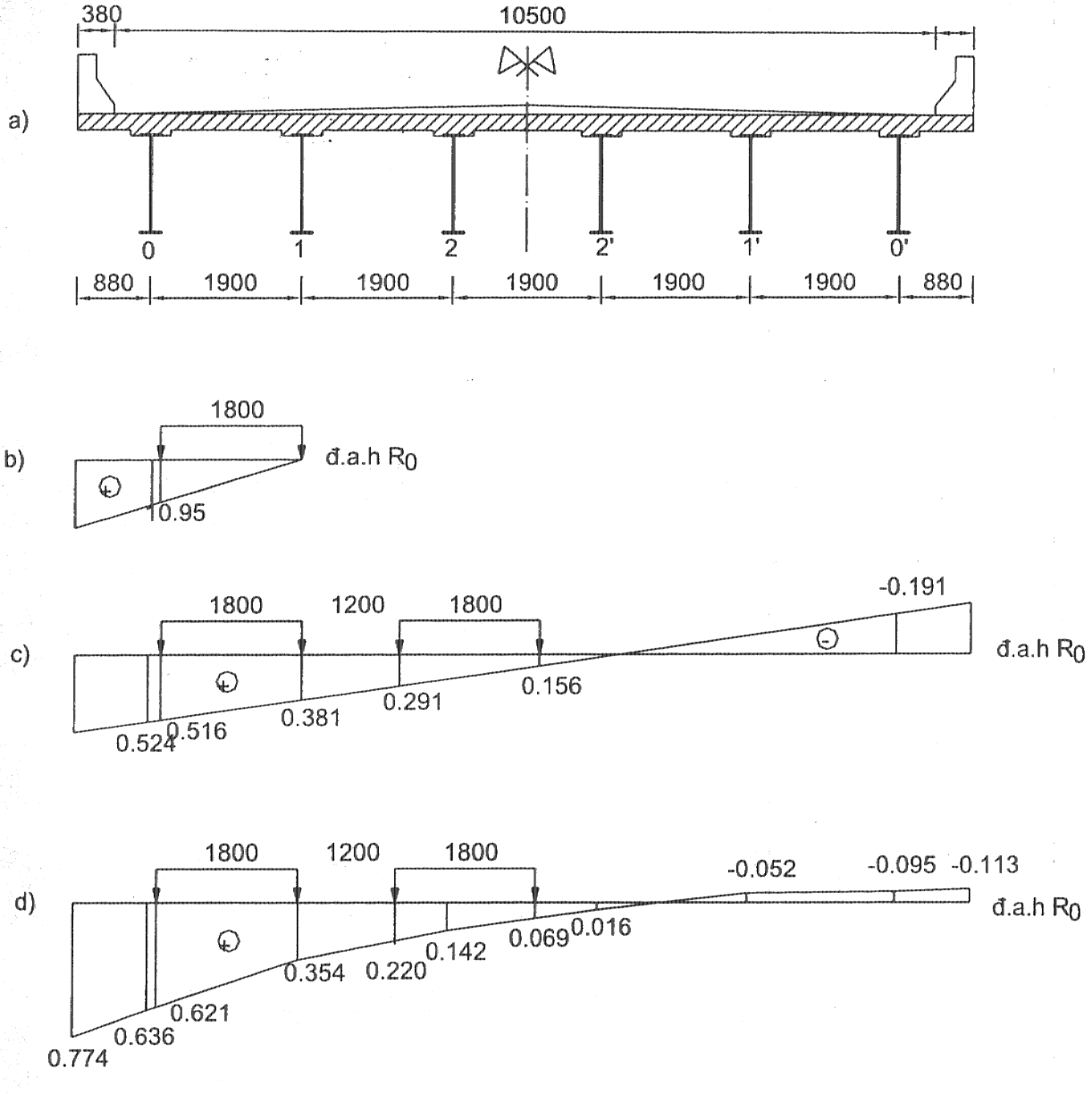
Bảng 3.21a. (tiếp theo)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
	R_1^P	R_{10}^P	0,357	0,356	0,353	0,350	0,346	0,343	0,325	0,246	0,209	0,191
		R_{11}^P	0,289	0,293	0,300	0,306	0,313	0,319	0,346	0,464	0,525	0,557
		R_{12}^P	0,215	0,216	0,219	0,221	0,224	0,227	0,238	0,273	0,279	0,280
		R_{13}^P	0,140	0,137	0,132	0,126	0,125	0,122	0,109	0,056	0,026	0,010
		R_{14}^P	0,067	0,064	0,058	0,055	0,048	0,043	0,026	-0,020	-0,031	-0,034
		R_{15}^P	-0,002	-0,002	-0,003	-0,005	-0,007	-0,008	-0,013	-0,017	-0,010	-0,004
		R_{16}^P	-0,067	-0,064	-0,058	-0,053	-0,049	-0,045	-0,032	-0,002	0,002	0,0025
	R_2^P	R_{20}^P	0,227	0,207	0,177	0,155	0,138	0,124	0,077	-0,018	-0,043	-0,052
		R_{21}^P	0,215	0,216	0,129	0,221	0,224	0,227	0,238	0,273	0,279	0,280
		R_{22}^P	0,196	0,211	0,234	0,253	0,268	0,283	0,329	0,465	0,515	0,541
		R_{23}^P	0,162	0,175	0,196	0,211	0,221	0,229	0,251	0,267	0,261	0,259
		R_{24}^P	0,116	0,122	0,130	0,134	0,135	0,135	0,125	0,054	0,023	0,009
		R_{25}^P	0,067	0,064	0,058	0,055	0,048	0,043	0,026	-0,020	-0,031	-0,034
		R_{26}^P	0,018	0,004	-0,014	-0,025	-0,033	-0,039	-0,047	-0,018	-0,006	-0,0002
	R_3^P	R_{30}^P	0,114	0,091	0,058	0,035	0,019	0,066	-0,027	-0,049	-0,040	-0,033
		R_{31}^P	0,140	0,137	0,132	0,126	0,125	0,122	0,109	0,056	0,026	0,010
		R_{32}^P	0,162	0,175	0,196	0,211	0,221	0,229	0,251	0,267	0,261	0,259
		R_{33}^P	0,171	0,193	0,226	0,251	0,270	0,285	0,334	0,452	0,505	0,533
		R_{34}^P	0,161	0,175	0,197	0,211	0,222	0,229	0,251	0,267	0,261	0,259
		R_{35}^P	0,140	0,137	0,132	0,126	0,125	0,122	0,109	0,056	0,026	0,010
		R_{36}^P	0,114	0,091	0,058	0,035	0,019	0,006	-0,027	-0,049	-0,040	-0,033

Bảng 3.21b. Hệ số tung độ đường ảnh hưởng phản lực lên gối tựa đàn hồi *n* khi P = 1 đặt ở đầu mút thừa: dR^{M}_{n0}

Số lượng nhịp	Ký hiệu các hệ số	Tung độ đường ảnh hưởng ứng với các trị số α									
		0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1	0,5	1,0	1,5
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2	dR^{M}_{00}	0,503	0,505	0,510	0,515	0,519	0,524	0547	0,688	0,800	0,875
	dR^{M}_{10}	-0,005	-0,010	-0,020	-0,029	-0,039	-0,048	-0,094	-0,375	-0,600	-0,750
	dR^{M}_{20}	-0,498	-0,495	0,490	-0,485	-0,481	-0,476	-0,453	-0,312	-0,200	-0,125
3	dR^{M}_{00}	0,308	0,346	0,331	0,345	0,359	0,372	0,430	0,680	0,814	0,886
	dR^{M}_{10}	0,091	0,082	0,065	0,049	0,032	0,017	-0,052	-0,377	-0,583	-0,715
	dR^{M}_{20}	-0,106	-0,111	-0,122	-0,132	-0,141	-0,150	-0,188	-0,290	-0,275	-0,232
	dR^{M}_{30}	-0,293	-0,287	-0,274	-0,262	-0,250	-0,239	-0,191	-0,014	-0,044	-0,060
4	dR^{M}_{00}	0,216	0,231	0,260	0,285	0,308	0,329	0,414	0,684	0,813	0,885
	dR^{M}_{10}	0,087	0,079	0,060	0,042	0,025	0,009	-0,059	-0,363	-0,573	-0,708
	dR^{M}_{20}	-0,014	-0,028	-0,053	-0,074	-0,093	-0,110	-0,174	-0,285	-0,261	-0,220
	dR^{M}_{30}	-0,104	-0,108	-0,114	-0,118	-0,122	-0,126	-0,133	-0,078	-0,016	-0,019
	dR^{M}_{40}	-0,188	-0,175	-0,154	-0,135	-0,110	-0,103	-0,049	-0,042	-0,035	-0,035
5	dR^{M}_{00}	0,170	0,194	0,235	0,269	0,299	0,324	0,415	0,679	0,800	0,861
	dR^{M}_{10}	0,076	0,067	0,050	0,034	0,019	0,005	-0,056	-0,354	-0,541	-0,652
	dR^{M}_{20}	0,007	-0,012	-0,044	-0,064	-0,091	-0,110	-0,173	-0,282	-0,279	-0,258
	dR^{M}_{30}	-0,044	-0,058	-0,079	-0,095	-0,107	-0,115	-0,136	-0,075	-0,011	-0,027
	dR^{M}_{40}	-0,086	-0,086	-0,085	-0,084	-0,083	-0,082	-0,075	-0,042	-0,033	-0,033
	dR^{M}_{50}	-0,123	-0,106	-0,078	-0,056	-0,039	-0,026	0,011	0,022	0,006	-0,0004
6	dR^{M}_{00}	0,146	0,178	0,229	0,267	0,297	0,324	0,416	0,665	0,761	0,806
	dR^{M}_{10}	0,065	0,059	0,046	0,033	0,019	0,007	-0,053	-0,324	-0,463	-0,536
	dR^{M}_{20}	0,010	-0,011	-0,045	-0,070	-0,092	-0,109	-0,169	-0,291	-0,310	-0,314
	dR^{M}_{30}	-0,026	-0,046	-0,075	-0,094	-0,107	-0,116	-0,108	-0,081	-0,029	-0,0002
	dR^{M}_{40}	-0,050	-0,059	-0,071	-0,077	-0,080	-0,080	-0,068	0,011	0,036	0,044
	dR^{M}_{50}	-0,066	-0,061	-0,053	-0,046	-0,040	-0,035	-0,016	0,016	0,008	-0,001
	dR^{M}_{60}	-0,080	-0,059	-0,030	-0,012	0,001	0,009	0,024	0,004	-0,002	-0,002

Ví dụ 3.2. Hình 3.12a thể hiện mặt cắt ngang cầu dầm thép liên hợp với bản bê tông. Chiều dài nhịp là 24 m, khoảng cách dầm 1,9 m, bề dày bản bê tông 200 mm.



Hình 3.12. *Ví dụ 3.1*
a) Phương pháp đòn bẩy; b) Phương pháp nén lệch tâm;
c) Phương pháp dầm trên gối tựa đàn hồi

Phương pháp đòn bẩy. Đường ảnh hưởng hưởng phản lực dầm 0 (dầm biên) được thể hiện ở hình 3.12b. Trong trường hợp này, ta xếp được một làn xe. Khi đó, hệ số phân bố ngang do ô tô cho dầm biên được tính bởi:

$$mg = 1,2 \times \frac{1}{2}(0,95+0) = 0,57$$

Phương pháp nén lệch tâm. Đường ảnh hưởng hưởng phản lực dầm biên (xem hình 3.12c) được xác định từ hai tung độ tại các dầm biên theo công thức (3.32):

$$\begin{cases} y_1 = \dfrac{1}{n} + \dfrac{a_1 a_1}{2\sum a_i^2} = \dfrac{1}{6} + \dfrac{9,5^2}{2\left(9,5^2 + 5,7^2 + 1,9^2\right)} = 0,524 \\ y_1' = \dfrac{1}{n} - \dfrac{a_1 a_1}{2\sum a_i^2} = \dfrac{1}{6} - \dfrac{9,5^2}{2\left(9,5^2 + 5,7^2 + 1,9^2\right)} = -0,191 \end{cases}$$

Ta xếp được hai làn xe lên đường ảnh hưởng này (xem hình 3.12c) và từ đó, hệ số phân bố ngang do ô tô lên dầm biên được tính:

$$mg = 1,0 \times \frac{1}{2}\left(0,516 + 0,381 + 0,291 + 0,156\right) = 0,67$$

Hoặc, ta có thể tính hệ số phân bố ngang này bằng cách tính trực tiếp theo công thức (3.34), nghĩa là:

$$mg_i = n_L \cdot \left(\frac{1}{n} + \frac{e.a_1}{\sum a_i^2}\right) = 1.0 \times 2 \times \left(\frac{1}{6} + \frac{2,25 \times 9,5}{9,5^2 + 5,7^2 + 1,9^2}\right) = 0,67$$

với $e = 2,25\,m$ là độ lệch tâm của hợp lực ô tô đối với trục của mặt cắt ngang cầu.

Phương pháp dầm trên gối tựa đàn hồi. Đầu tiên, ta cần phải đi xác định hệ số α theo công thức (3.39). Trong công thức này, chuyển vị tại giữa nhịp Δp do tải trong phân bố đều được xác định bởi:

$$\Delta p = \frac{5}{384} \cdot \frac{p l^4}{EI} \qquad (3.42)$$

với I là mô men quán tính của dầm chủ (đối với dầm thép liên hợp với bản bê tông, I được tính cho dầm liên hợp ngắn hạn). Kết hợp các công thức (3.39) và (3.42), ta được:

$$\alpha = \frac{d^3}{6EI'} \cdot \frac{384EI}{5pl^4} = \frac{12,8d^3 I}{pI' l^4} = \frac{12,8 \times 1,9^3 \times 25,5 \times 10^{-3}}{1 \times 167 \times 10^{-6} \times 24^4} = 0,04$$

trong đó $I = 25,5 \times 10^{-3}$ (m^4) là mô men quán tính của tiết diện dầm đã quy đổi về thép, và $I' = 167 \times 10^{-6}$ (m^4) là mô men quán tính của dầm ngang (kể cả bản mặt cầu đã quy đổi) trên một đơn vị chiều dài.

Với $\alpha = 0,04$ và số nhịp của dầm ngang là 5, tra bảng 3.21a và 3.21b được các tung độ đường ảnh hưởng áp lực lên dầm biên như sau: (Các dầm khác tương tự).

$R_{00}^P = 0,636$, $R_{01}^P = 0,354$, $R_{02}^P = 0,142$, $R_{03}^P = 0,016$, $R_{04}^P = -0,052$, $R_{05}^P = -0,095$; và $dR_{00}^M = 0,299$, $dR_{50}^M = -0,039$

Áp dụng công thức (3.41), ta tính các tung độ áp lực lên dầm biên tại hai vị trí mút thừa với $d_k/d = 880/1900 = 0,463$:

$$R_{0k}^P = 0,636 + 0,463 \times 0,299 = 0,774, \text{ và } R_{0k'}^P = -0,095 + 0,463 \times \left(-0,039\right) = -0,113$$

Với các tung độ đã được xác định, hình 3.12d thể hiện đường ảnh hưởng áp lực của dầm biên. Từ đó, hệ số phân bố ngang lên dầm biên được tính theo phương pháp dầm trên gối tựa đàn hồi là:

$$mg = 1,0 \times \frac{1}{2}(0,621 + 0,353 + 0,220 + 0,069) = 0,63$$

3.4.4. Phương pháp AASHTO

Có nhiều phương pháp để phân tích cho các hệ thống cầu và các ảnh hưởng của độ cứng tương đối giữa các bộ phận khác nhau, kích thước hình học, cũng như loại tải trọng. Các kết quả từ sự phân tích này được dùng để lập các công thức tính toán hệ số phân bố ngang mà ở đó xem các tham số về hệ thống cầu như là các biến.

Để tính toán hệ số phân bố ngang, cần thống nhất các ký hiệu dưới đây:

A - diện tích dầm chủ hay dầm dọc phụ (mm^2);

b - bề rộng dầm (mm);

c - tham số độ cứng;

d - chiều cao dầm hay dầm dọc phụ (mm);

d_e - khoảng cách từ tim của dầm ngoài đến mép trong đá vỉa hoặc lan can (mm);

D - chiều rộng phân bố trên một làn (mm);

e - hệ số điều chỉnh;

g - hệ số phân bố;

I_p - mô men quán tính cực (mm^4);

J - mô men quán tính chống xoắn St. Venant (mm^4);

K - hằng số cho các loại kết cấu khác nhau;

K_g - tham số độ cứng dọc, được xác định bởi:

$$K_g = n\left(I + Ae_g^2\right) \tag{3.43}$$

$$n = \frac{E_B}{E_D} \tag{3.44}$$

trong đó: E_B - mô đun đàn hồi của vật liệu dầm (MPa);

E_D - mô đun đàn hồi vật liệu bản mặt cầu (MPa);

I - mô men quán tính của dầm (mm^4);

e_g - khoảng cách từ trọng tâm của dầm cơ bản và bản mặt cầu (mm);

L - nhịp của dầm (mm);

N_b - số dầm chủ, dầm dọc phụ;

N_c - số ngăn trong dầm hộp bê tông;

N_L - số làn xe thiết kế;

S - khoảng cách giữa các dầm hoặc vách ngăn (mm);

t_g - chiều dày lưới thép hoặc tấm thép lượn sóng (mm);

t_o - chiều dày lớp phủ (mm);

t_s - chiều dày bản bê tông (mm);

W - bề rộng từ mép đến mép của cầu (mm);

W_c - một nửa khoảng cách giữa các vách ngăn (sườn dầm dọc) cộng với phần hẫng (mm);

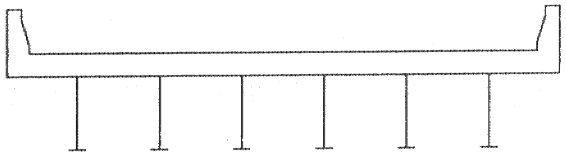
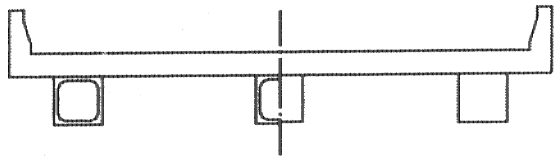
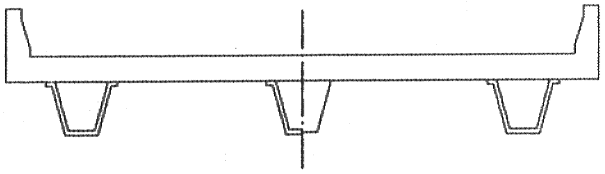
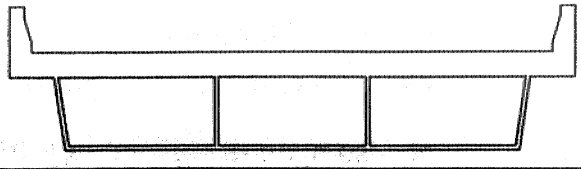
θ - góc chéo (độ);

μ - hệ số Poisson.

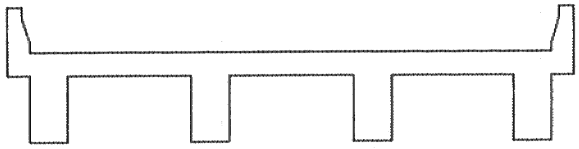
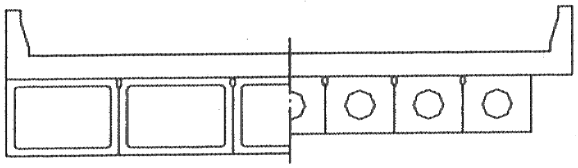
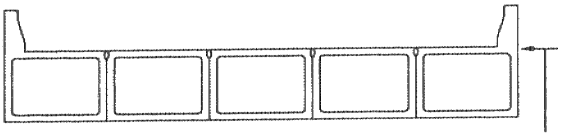
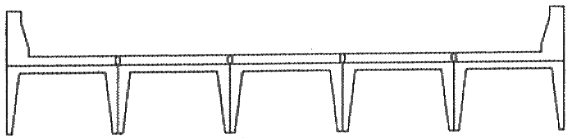
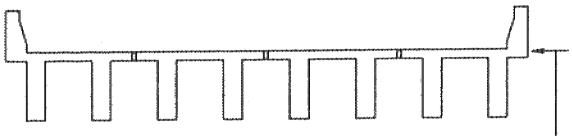
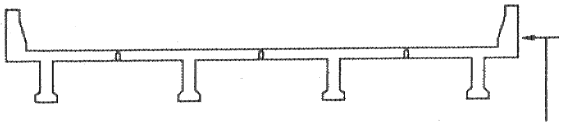
Hệ số phân bố ngang có thể được sử dụng cho các cầu thông thường. Theo AASHTO, phương pháp tính toán được giới hạn đối với các hệ thông cầu như sau:

- Bề rộng mặt cầu là không thay đổi.
- Số lượng dầm không nhỏ hơn 4.
- Các dầm song song và có độ cứng xấp xỉ nhau.
- Phần đường xe chạy của cánh hẫng d_e không vượt quá 910 mm.
- Độ cong trên mặt bằng là nhỏ.
- Mặt cắt ngang cầu phù hợp với một trong những mặt cắt thể hiện ở bảng 3.21.

Bảng 3.21. Mặt cắt ngang cầu thông dụng

Cấu kiện đỡ	Loại mặt cầu	Mặt cắt điển hình
Dầm thép	Mặt cầu bê tông đúc tại chỗ, đúc sẵn, lưới thép	a) 
Các hộp kín bằng bê tông đúc sẵn hoặc bằng thép	Mặt cầu bê tông đúc tại chỗ	b) 
Các hộp hở bằng bê tông đúc sẵn hoặc thép	Mặt cầu bê tông đúc tại chỗ, đúc sẵn	c) 
Hộp bê tông đúc sẵn có nhiều ngăn	Mặt cầu bê tông đúc tại chỗ	d) 

Bảng 3.21 (tiếp theo)

Cấu kiện đỡ	Loại mặt cầu	Mặt cắt điển hình
Dầm bê tông đúc tại chỗ hình chữ T	Mặt cầu bê tông đúc tại chỗ	e) 
Các loại hộp bê tông lỗ rỗng, đặc hoặc có nhiều ngăn được đúc sẵn và có khóa chống cắt	Mặt cầu bê tông đúc tại chỗ	f) 
Hộp bê tông dạng ngăn rỗng, đặc hoặc có nhiều ngăn đúc sẵn và có khóa chống cắt	Mặt cầu bê tông đúc tại chỗ	g)  Có dự ứng lực kéo sau ngang cầu
Mặt cầu dạng máng bê tông đúc sẵn có các khóa chống cắt	Mặt cầu bê tông đúc tại chỗ	h) 
Mặt cắt 2 chữ T bê tông đúc sẵn có khóa chống cắt, có hoặc không có cáp dự ứng lực căng sau theo chiều ngang	Mặt cầu bê tông đúc tại chỗ	i)  Có dự ứng lực kéo sau ngang cầu
Mặt cắt chữ T bê tông đúc sẵn có khóa chống cắt, có hoặc không có cáp dự ứng lực căng sau theo chiều ngang	Mặt cầu bê tông đúc tại chỗ	j)  Có dự ứng lực kéo sau ngang cầu
Mặt cắt chữ I hoặc gần chữ T	Mặt cầu bê tông đúc tại chỗ, đúc sẵn	k) 

3.4.3.1. Hệ số phân bố ngang đối với mô men trong các dầm giữa

Bảng 3.22. Hệ số phân bố ngang cho mô men ở các dầm giữa

Mặt cắt thích hợp trong bảng 3.19	Hệ số phân bố ngang mg	Phạm vi áp dụng
Bản bê tông kiểu mạng dầm hoặc kê trên dầm thép hoặc bê tông, dầm bê tông chữ T, mặt cắt chữ T hoặc T kép căng ngang: a, e, k, và cũng có thể cho i, j nếu được liên kết làm việc một khối	1. Một làn xe chất tải: $mg_M^{SI} = 0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4}\left(\frac{S}{L}\right)^{0,3}\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0,1}$ 2. Hai hoặc nhiều làn xe chất tải: $mg_M^{MI} = 0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6}\left(\frac{S}{L}\right)^{0,2}\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0,1}$	$1100 \le S \le 4900$ $110 \le t_s \le 300$ $6000 \le L \le 73000$ $N_b \ge 4$
	Tính theo nguyên tắc đòn bẩy với số làn bất kỳ	$N_b = 3$
Dầm hộp bê tông nhiều ngăn: d	1. Một làn xe chất tải: $mg_M^{SI} = \left(1,75 + \frac{S}{1100}\right)\left(\frac{300}{L}\right)^{0,35}\left(\frac{1}{N_c}\right)^{0,45}$ 2. Hai hoặc nhiều làn xe chất tải: $mg_M^{MI} = \left(\frac{13}{N_c}\right)^{0,3}\left(\frac{S}{430}\right)\left(\frac{1}{L}\right)^{0,25}$	$2100 \le S \le 4000$ $18000 \le L \le 73000$ $N_c \ge 3$, khi $N_c > 8$ lấy $N_c = 8$
Bản mặt cầu trên các dầm hộp bê tông mở rộng: b, c	1. Một làn xe chất tải: $mg_M^{SI} = \left(\frac{S}{910}\right)^{0,35}\left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0,25}$ 2. Hai hoặc nhiều làn xe chất tải: $mg_M^{MI} = \left(\frac{S}{1900}\right)^{0,60}\left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0,125}$	$1800 \le S \le 3500$ $6000 \le L \le 43000$ $450 \le d \le 1700$ $N_b \ge 3$
	Dùng nguyên tắc đòn bẩy	$S > 3500$
Dầm bê tông được dùng trong mặt cầu nhiều dầm: f, g (nếu được liên kết đủ để làm việc một khối)	1. Một làn xe chất tải: $mg_M^{SI} = K\left(\frac{b}{2,8L}\right)^{0,50}\left(\frac{I}{J}\right)^{0,25}$ trong đó $K = 2,5\left(N_b\right)^{-0,2} \ge 1,5$ 2. Hai hoặc nhiều làn xe chất tải: $mg_M^{MI} = K\left(\frac{b}{7600}\right)^{0,60}\left(\frac{b}{L}\right)^{0,20}\left(\frac{I}{J}\right)^{0,06}$	$900 \le b \le 1500$ $6000 \le L \le 37000$ $5 \le N_b \le 20$

Bảng 3.22. Hệ số phân bố ngang cho mô men ở các dầm giữa

Mặt cắt thích hợp trong bảng 3.19	Hệ số phân bố ngang mg	Phạm vi áp dụng
Dầm bê tông được dùng trong mặt cầu nhiều dầm: h, g, i, j (nếu chỉ được liên kết đủ để ngăn chặn sự dịch chuyển thẳng đứng tương đối tại mặt tiếp xúc)	1. Số làn chịu tải bất kỳ: $mg_M = \frac{S}{D}$ trong đó: $D = 300\left[11,5 - N_c + 1,4N_L\left(1-0,2C\right)^2\right]$ $C = K\left(\frac{W}{L}\right)$ $K = \sqrt{\frac{(1+\mu)I}{J}}$	
Mặt cầu dạng lưới thép đặt trên dầm thép: a	1. Một làn xe chất tải: $mg_M^{SI} = \frac{S}{2300}$ nếu $t_g < 100$ $mg_M^{SI} = \frac{S}{3050}$ nếu $t_g \geq 100$ 2. Hai hoặc nhiều làn xe chất tải: $mg_M^{MI} = \frac{S}{2400}$ nếu $t_g < 100$ $mg_M^{MI} = \frac{S}{3050}$ nếu $t_g \geq 100$	$S \leq 1800$ $S \leq 3200$
Mặt cầu dạng lưới thép đặt trên dầm thép: b, c	1. Số làn chất tải bất kỳ: $mg_M = 0,05 + 0,85\frac{N_L}{N_b} + \frac{0,425}{N_L}$	$0,5 \leq \frac{N_L}{N_b} \leq 1,5$
Mặt cầu thép lượn sóng	1. Một làn xe chất tải: $mg_M^{SI} = \frac{S}{2800}$ 2. Hai hoặc nhiều làn xe chất tải: $mg_M^{MI} = \frac{S}{2700}$	$S \leq 1700$ $t_g \geq 50$

Chú ý rằng khi thiết kế sơ bộ, các số hạng K_g/Lt_s^3 và I/J có thể lấy bằng 1. Mặt khác, các công thức tính hệ số phân bố ngang ở bảng 3.22 đã bao gồm hệ số làn xe, nhưng đối với nguyên tắc đòn bẩy cần đưa vào hệ số làn xe m .

3.4.3.2. Hệ số phân bố ngang đối với mô men trong các dầm biên

Bảng 3.23. Hệ số phân bố ngang cho mô men ở các dầm biên

Mặt cắt thích hợp trong bảng 3.21	Hệ số phân bố ngang mg	Phạm vi áp dụng
Bản bê tông kiểu mạng dầm hoặc kê trên dầm thép hoặc bê tông, dầm bê tông chữ T, mặt cắt chữ T hoặc T kép căng ngang: a, e, k, và cũng có thể cho i, j nếu được liên kết làm việc một khối	1. Một làn xe chất tải: Dùng quy tắc đòn bẩy 2. Hai hoặc nhiều làn xe chất tải: $mg_M^{ME} = e \times mg_M^{MI}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \le d_e \le 1700$
	Tính theo nguyên tắc đòn bẩy với số làn bất kỳ	$N_b = 3$
Dầm hộp bê tông nhiều ngăn: d	1. Một làn xe chất tải: $mg_M^{SE} = \frac{W_e}{4300}$ 2. Hai hoặc nhiều làn xe chất tải: $mg_M^{ME} = \frac{W_e}{4300}$	$W_e \le S$
Bản mặt cầu trên các dầm hộp bê tông mở rộng: b, c	1. Một làn xe chất tải: Dùng quy tắc đòn bẩy 2. Hai hoặc nhiều làn xe chất tải: $mg_M^{ME} = e \times mg_M^{MI}$ $e = 0,97 + \frac{d_e}{8700}$	$1800 \le S \le 3500$ $0 \le d_e \le 1400$
	Dùng nguyên tắc đòn bẩy	$S > 3500$
Dầm hộp bê tông được dùng trong mặt cầu nhiều dầm: f, g	1. Một làn xe chất tải: Dùng quy tắc đòn bẩy 2. Hai hoặc nhiều làn xe chất tải: $mg_M^{ME} = e \times mg_M^{MI}$ $e = 1,04 + \frac{d_e}{7600}$	$-300 \le d_e \le 600$
Dầm bê tông được dùng trong mặt cầu nhiều dầm, trừ dầm hộp: h, hoặc i, j (nếu chỉ được liên kết đủ để ngăn chặn sự dịch chuyển thẳng đứng tương đối tại mặt tiếp xúc)	1. Số làn chất tải bất kỳ: Dùng quy tắc đòn bẩy	N/A

Bảng 3.23 (tiếp theo)

Mặt cắt thích hợp trong bảng 3.21	Hệ số phân bố ngang mg	Phạm vi áp dụng
Mặt cầu dạng lưới thép đặt trên dầm thép: a	1. Số làn chất tải bất kỳ: Dùng quy tắc đòn bẩy	N/A
Mặt cầu dạng lưới thép đặt trên dầm thép: b, c	1. Số làn chất tải bất kỳ: $mg_M = 0,05 + 0,85\frac{N_L}{N_b} + \frac{0,425}{N_L}$	$0,5 \le \frac{N_L}{N_b} \le 1,5$
Mặt cầu bê tông trên dầm thép nhiều hộp: b, c	1. Một làn xe chất tải: $mg_M^{SE} = \frac{S}{2800}$ 2. Hai hoặc nhiều làn xe chất tải: $mg_M^{ME} = \frac{S}{2700}$	$S \le 1700$ $t_g \ge 50$

**Ghi chú:* khoảng cách d_e là dương nếu dầm nằm phía trong của mặt trong đá vỉa hoặc lan can, và là âm cho các trường hợp khác.

3.4.3.3. Hệ số phân bố ngang đối với lực cắt trong các dầm giữa

Bảng 3.24. Hệ số phân bố ngang cho lực cắt ở các dầm giữa

Mặt cắt thích hợp trong bảng 3.21	Hệ số phân bố ngang mg	Phạm vi áp dụng
Bản bê tông kiểu mạng dầm hoặc kê trên dầm thép hoặc bê tông, dầm bê tông chữ T, mặt cắt chữ T hoặc T kép căng ngang: a, e, k, và cũng có thể cho i, j nếu được liên kết làm việc một khối	1. Một làn xe chất tải: $mg_V^{SI} = 0,36 + \frac{S}{7600}$ 2. Hai hoặc nhiều làn xe chất tải: $mg_V^{MI} = 0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$	$1100 \le S \le 4900$ $110 \le t_s \le 300$ $6000 \le L \le 73000$ $3 \times 10^9 \le K_g \le 3 \times 10^{12}$ $N_b \ge 4$
	Tính theo nguyên tắc đòn bẩy với số làn bất kỳ	$N_b = 3$
Dầm hộp bê tông nhiều ngăn: d	1. Một làn xe chất tải: $mg_V^{SI} = \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,60}\left(\frac{d}{L}\right)^{0,10}$ 2. Hai hoặc nhiều làn xe chất tải: $mg_V^{MI} = \left(\frac{S}{2200}\right)^{0,90}\left(\frac{d}{L}\right)^{0,10}$	$1800 \le S \le 4000$ $6000 \le L \le 73000$ $890 \le d \le 2800$ $N_c \ge 3$

Bảng 3.24 (tiếp theo)

Mặt cắt thích hợp trong bảng 3.21	Hệ số phân bố ngang mg	Phạm vi áp dụng
Bản mặt cầu trên các dầm hộp bê tông mở rộng: b, c	1. Một làn xe chất tải: $mg_V^{SI} = \left(\frac{S}{3050}\right)^{0,60}\left(\frac{d}{L}\right)^{0,10}$ 2. Hai hoặc nhiều làn xe chất tải: $mg_V^{MI} = \left(\frac{S}{2250}\right)^{0,80}\left(\frac{d}{L}\right)^{0,10}$	$1800 \le S \le 3500$ $6000 \le L \le 43000$ $450 \le d \le 1700$ $N_b \ge 3$
	Dùng nguyên tắc đòn bẩy	$S > 3500$
Dầm bê tông được dùng trong mặt cầu nhiều dầm: f, g	1. Một làn xe chất tải: $mg_M^{SI} = 0,70\left(\frac{b}{L}\right)^{0,15}\left(\frac{I}{J}\right)^{0,05}$ 2. Hai hoặc nhiều làn xe chất tải: $mg_V^{MI} = \left(\frac{b}{4000}\right)^{0,40}\left(\frac{b}{L}\right)^{0,10}\left(\frac{I}{J}\right)^{0,05}$	$900 \le b \le 1500$ $6000 \le L \le 37000$ $5 \le N_b \le 20$ $1,0\times10^{10} \le J \le 2,5\times10^{11}$ $1,7\times10^{10} \le I \le 2,5\times10^{11}$
Dầm bê tông, trừ dầm hộp, được dùng trong mặt cầu nhiều dầm: h và i, j (nếu chỉ được liên kết đủ để ngăn chặn sự dịch chuyển thẳng đứng tương đối tại mặt tiếp xúc)	1. Số làn chất tải bất kỳ: Dùng quy tắc đòn bẩy	N/A
Mặt cầu dạng lưới thép đặt trên dầm thép: a	1. Số làn chất tải bất kỳ: Dùng quy tắc đòn bẩy	N/A
Mặt cầu dạng lưới thép đặt trên dầm thép nhiều hộp: b, c	1. Số làn chất tải bất kỳ: $mg_V = 0,05 + 0,85\frac{N_L}{N_b} + \frac{0,425}{N_L}$	$0,5 \le \frac{N_L}{N_b} \le 1,5$

3.4.3.4. Hệ số phân bố ngang đối với lực cắt trong các dầm biên

Bảng 3.25. Hệ số phân bố ngang cho lực cắt ở các dầm biên

Mặt cắt thích hợp trong bảng 3.21	Hệ số phân bố ngang mg	Phạm vi áp dụng
Bản bê tông kiểu mạng dầm hoặc kê trên dầm thép hoặc bê tông, dầm bê tông chữ T, mặt cắt chữ T hoặc T kép căng ngang: a, e, k, và cũng có thể cho i, j nếu được liên kết làm việc một khối	1. Một làn xe chất tải: Dùng quy tắc đòn bẩy 2. Hai hoặc nhiều làn xe chất tải: $mg_V^{ME} = e \times mg_V^{MI}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \le d_e \le 1700$
	Tính theo nguyên tắc đòn bẩy với số làn bất kỳ	$N_b = 3$
Dầm hộp bê tông nhiều ngăn: d	1. Một làn xe chất tải: Dùng quy tắc đòn bẩy 2. Hai hay nhiều làn xe chất tải: $mg_V^{ME} = e \times mg_V^{MI}$ $e = 0,64 + \frac{d_e}{3800}$	$-600 \le d_e \le 1500$
Bản mặt cầu trên các dầm hộp bê tông mở rộng: b, c	1. Một làn xe chất tải: Dùng quy tắc đòn bẩy 2. Hai hoặc nhiều làn xe chất tải: $mg_V^{ME} = e \times mg_V^{MI}$ $e = 0,8 + \frac{d_e}{3050}$	$0 \le d_e \le 1400$
	Dùng nguyên tắc đòn bẩy	$S > 3500$
Dầm hộp bê tông được dùng trong mặt cầu nhiều dầm: f, g	1. Một làn xe chất tải: Dùng quy tắc đòn bẩy 2. Hai hoặc nhiều làn xe chất tải: $mg_V^{ME} = e \times mg_V^{MI}$ $e = 1,02 + \frac{d_e}{15000}$	$-300 \le d_e \le 600$
Dầm bê tông được dùng trong mặt cầu nhiều dầm, trừ dầm hộp: h, hoặc i, j (nếu chỉ được liên kết đủ để ngăn chặn sự dịch chuyển thẳng đứng tương đối tại mặt tiếp xúc)	1. Số làn chất tải bất kỳ: Dùng quy tắc đòn bẩy	N/A

Bảng 3.25 (tiếp theo)

Mặt cắt thích hợp trong bảng 3.21	Hệ số phân bố ngang mg	Phạm vi áp dụng
Mặt cầu dạng lưới thép đặt trên dầm thép: a	1. Số làn chất tải bất kỳ: Dùng quy tắc đòn bẩy	N/A
Mặt cầu dạng lưới thép đặt trên dầm thép: b, c	1. Số làn chất tải bất kỳ: $mg_M = 0,05 + 0,85\frac{N_L}{N_b} + \frac{0,425}{N_L}$	$0,5 \le \frac{N_L}{N_b} \le 1,5$
Mặt cầu bê tông trên dầm thép nhiều hộp: b, c	1. Số làn chất tải bất kỳ: $mg_V = 0,05 + 0,85\frac{N_L}{N_b} + \frac{0,425}{N_L}$	$0,5 \le \frac{N_L}{N_b} \le 1,5$

3.4.3.5. Hệ số phân bố ngang cho tải trọng người

Trong tiêu chuẩn 22TCN 272-05 và AASHTO LRFD 2005 không đề cập đến việc xác định hệ số phân bố của người lên các dầm chủ. Dưới tác dụng của tải trọng phân bố của người, các dầm biên sẽ chịu nặng hơn so với các dầm trong. Do vậy, hệ số phân bố ngang của tải trọng người lên các dầm biên có thể được xác định bằng công thức (3.31b) theo phương pháp đòn bẩy. Đối với các dầm trong, hệ số phân bố ngang này có thể được tính bởi:

$$g_{PL} = \frac{\sum T}{n} \tag{3.45}$$

trong đó: $\sum T$ - tổng bề rộng đường người đi (m);

n - số lượng dầm chủ.

Ví dụ 3.3. Một kết cấu cầu dầm thép liên hợp với bản bê tông có mặt cắt ngang tương tự như ví dụ 3.1 và tiết diện ngang dầm chủ được thể hiện ở hình 3.13. Chiều dài nhịp là 24 m, khoảng cách dầm 1,9 m, bề dày bản bê tông 200 mm. Mô đun đàn hồi của bản bê tông là $E_c = 24,8$ GPa và của dầm thép $E_s = 200$ GPa.

Xác định tham số độ cứng. Tham số độ cứng được xác định theo công thức (3.43)

$$K_g = n\left(I + Ae_g^2\right)$$

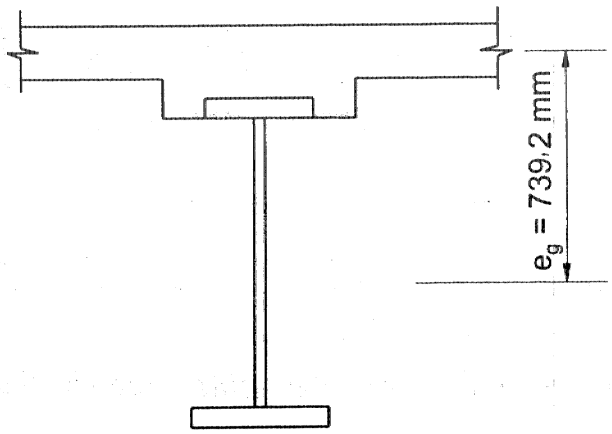
trong đó: n - tỷ số mô đun đàn hồi, được tính $n = E_s/E_c = 200/24,8 \approx 8$;

A - diện tích dầm thép, được tính $A = 34300$ mm^2;

I - mô men quán tính dầm thép, được tính $I = 6,55 \times 10^9$ mm^4;

e_g - khoảng cách giữa các trọng tâm bản và dầm thép, được tính $e_g = 739,2$ mm.

Thay vào, ta được $K_g = n\left(I + Ae_g^2\right) = 8\left(6,55 \times 10^9 + 34300 \times 739,2^2\right) = 2,02 \times 10^{11}$ (mm^4)



Hình 3.13. *Mặt cắt ngang cầu và dầm chủ*

Xác định hệ số phân bố mô men cho dầm giữa. Mặt cắt ngang cầu ở hình 3.13 có dạng mặt cắt ngang loại a trong bảng 3.21. Do vậy, dựa vào bảng 3.22, các điều kiện áp dụng để tính hệ số phân bố cần được kiểm tra:

$1100 \le S = 1900 \le 4900\,(mm), 110 \le t_s = 200 \le 300\,(mm),\ 6000 \le L = 24000 \le 73000$ mm, và $N_b \ge 4$,

Hệ số phân bố ngang đối với một làn xe chất tải được tính:

$$mg_M^{SI} = 0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4}\left(\frac{S}{L}\right)^{0,3}\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0,1} = 0,06 + \left(\frac{1900}{4300}\right)^{0,4}\left(\frac{1900}{24000}\right)^{0,3}\left(\frac{2,02\times10^{11}}{24000\times200^3}\right)^{0,1} = 0,40$$

Hệ số phân bố ngang đối với hai hoặc nhiều làn xe chất tải được tính:

$$mg_M^{MI} = 0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6}\left(\frac{S}{L}\right)^{0,2}\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0,1} = 0,075 + \left(\frac{1900}{2900}\right)^{0,6}\left(\frac{1900}{24000}\right)^{0,2}\left(\frac{2,02\times10^{11}}{24000\times200^3}\right)^{0,1} = 0,54$$

Xác định hệ số phân bố mômen cho dầm biên

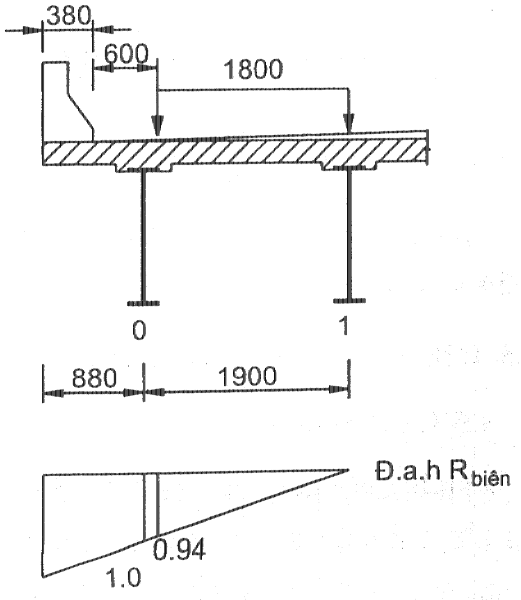
Hệ số phân bố ngang đối với một làn xe chất tải được tính theo phương pháp đòn bẩy. Hình 3.14 thể hiện cách tính hệ số phân bố cho dầm biên thông qua việc xác định áp lực lên dầm biên do hoạt tải được đặt tại vị trí sao cho bất lợi nhất. Khi đó, áp lực này được tính:

$$R_{SE} = \frac{1}{2}(0,94 + 0) = 0,47.$$

Hệ số phân bố ngang cho dầm biên với một làn chất tải là:

$$mg_M^{SE} = m \times R_{SE} = 1,2 \times 0,47 = 0,56$$

Hệ số phân bố ngang đối với hai hay nhiều làn xe được tính:



Hình 3.14. *Phương pháp đòn bẩy*

$mg_M^{ME} = e \times mg_M^{MI}$, với $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800} \geq 1,0$ và d_e là khoảng cách từ mép trong lan can đến dầm biên, nghĩa là $-300 \leq d_e = 500 \leq 1700$ mm. Thay vào, ta được $e = 0,77 + \frac{500}{2800} = 0,95 \rightarrow e = 1,0$, và $mg_M^{ME} = 1,0 \times 0,54 = 0,54$

Như vậy, hệ số phân bố ngang để tính mô men cho dầm biên và dầm giữa lần lượt là 0,56 và 0,54.

Xác định hệ số phân bố lực cắt cho dầm giữa. Dựa vào bảng 3.24, các điều kiện áp dụng cần được kiểm tra:

$1100 \leq S = 1900 \leq 4900$ mm, $110 \leq t_s = 200 \leq 300$ mm, $6000 \leq L = 24000 \leq 73000$ mm,

$$3 \times 10^9 \leq K_g = 4.95 \times 10^{11} \leq 3 \times 10^{12} \text{ mm}^4, \text{ và } N_b \geq 4,$$

Hệ số phân bố ngang đối với một làn xe chất tải được tính:

$$mg_V^{SI} = 0,36 + \frac{S}{7600} = 0,36 + \frac{1900}{7600} = 0,61$$

Hệ số phân bố ngang đối với hai hoặc nhiều làn xe chất tải được tính:

$$mg_V^{MI} = 0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0} = 0,2 + \frac{1900}{3600} - \left(\frac{1900}{10700}\right)^{2,0} = 0,70$$

Xác định hệ số phân bố lực cắt cho dầm biên

Hệ số phân bố đối với một làn chất tải xác định theo phương pháp đòn bẩy. Trường hợp này tương tự như tính hệ số phân bố mô men cho dầm biên, nghĩa là:

$$mg_V^{SE} = 1,2 \times 0,47 = 0,56$$

Hệ số phân bố đối với nhiều làn xe chất tải được tính:

$mg_V^{ME} = e \times mg_V^{MI}$, với $e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$, và $-300 \leq d_e = 500 \leq 1700$ (mm). Thay vào, ta được $e = 0,6 + \frac{500}{3000} = 0,77$, và $mg_V^{ME} = 0,77 \times 0,7 = 0,54$

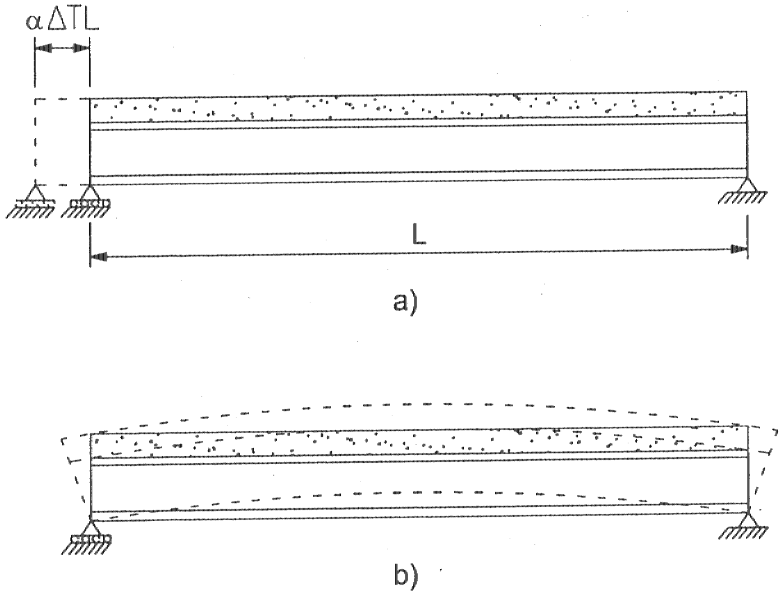
Như vậy, hệ số phân bố ngang để tính lực cắt cho dầm biên và dầm giữa lần lượt là 0,54 và 0,70.

3.5. HIỆU ỨNG DO NHIỆT ĐỘ

3.5.1. Khái niệm

Hầu hết các cầu chịu sự biến đổi nhiệt độ hằng ngày và theo mùa làm cho vật liệu co lại khi nhiệt độ giảm và dãn ra khi nhiệt độ tăng. Quan sát thấy rằng sự dao động của nhiệt độ có thể được chia thành hai dạng là thay đổi đều và không đều. Nhiệt độ thay đổi đều là nhiệt độ thay đổi trong toàn bộ cầu cùng một giá trị. Dạng này làm cho cầu

dài ra hoặc ngắn lại, hoặc nếu gối bị ngăn cản thì gây ra các phản lực tại gối và lực lên kết cấu (xem hình 3.15a). Nhiệt độ thay đổi không đều được tạo ra khi phần trên cầu thu nhiệt nhiều hơn do ánh sáng chiếu trực tiếp hơn phần dưới và phân bố theo chiều cao kết cấu. Dạng này làm dầm bị cong lên (xem hình 3.15b).



Hình 3.15

a) Nhiệt độ gây ra sự dãn dài; b) Nhiệt độ gây ra độ cong

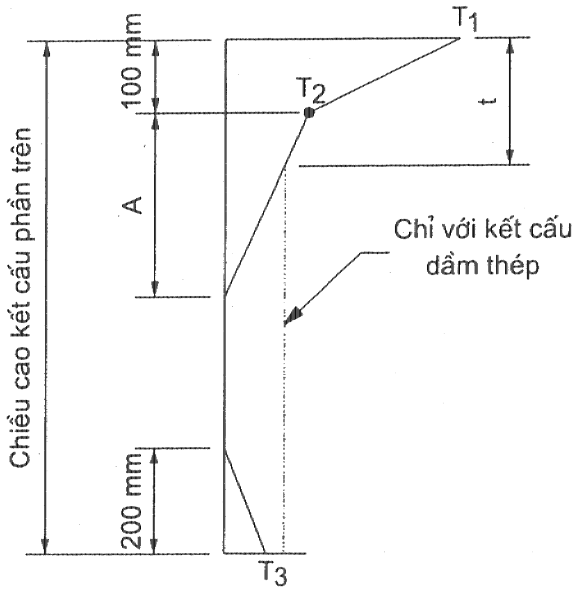
Nhiệt độ phân bố đều được liệt kê trong bảng 3.26. Đối với các địa điểm phía bắc vĩ độ 16°B và ở cao độ cao hơn mực nước biển trên 700 m thì nhiệt độ thấp nhất trong bảng 3.26 trừ đi 5°C. Biên độ trong bảng 3.26 áp dụng cho hệ dầm mặt cầu cao đến 2 m đối với lớp mặt dày 100 mm với sàn cầu bê tông và 40 mm đối với sàn cầu thép. Khi hệ dầm mặt cầu cao hơn hoặc chiều dày lớp mặt cầu khác thì cần sửa biên độ nhiệt cho phù hợp.

Bảng 3.26. Biên độ nhiệt độ cầu

Vùng khí hậu	Kết cấu bê tông	Mặt cầu bê tông trên dầm hoặc hộp thép	Mặt cầu thép trên dầm hoặc hộp thép
Bắc vĩ độ 16°B (Đèo Hải Vân)	+5°C đến +47°C	+1°C đến +55°C	-3°C đến +63°C
Nam vĩ độ 16°B (Đèo Hải Vân)	+10°C đến +47°C	+6°C đến +55°C	+2°C đến +63°C

Các tác động của gradient nhiệt khác nhau trong kết cấu phần trên của cầu cần phải được lấy từ cả hai điều kiện chênh lệch nhiệt độ dương (mặt trên nóng hơn) và chênh lệch nhiệt độ âm (mặt trên lạnh hơn). Gradient nhiệt theo chiều thẳng đứng trong kết cấu nhịp bê tông hoặc thép và bản bê tông liên hợp có thể lấy ở hình 3.16 và bảng 3.27. Kích thước A trong hình 3.16 được lấy:

- A = 300 mm cho kết cấu bê tông cốt thép có chiều cao không nhỏ hơn 400 mm. Đối với kết cấu bê tông cốt thép có chiều cao thấp hơn 400 mm thì lấy nhỏ hơn chiều cao thực tế 100 mm.
- A = 300 mm đối với kết cấu thép, và khoảng cách t được lấy bằng chiều dày bản bê tông.



Hình 3.16. Gradient nhiệt độ thiết kế

Bảng 3.27. Gradient nhiệt độ

Thông số	Gradient nhiệt độ dương	Gradient nhiệt độ âm
T_1	$+23^o$	-7^o
T_2	$+6^o$	-1^o
T_3	$+3^o$	0^o

3.5.2. Hiệu ứng do nhiệt độ thay đổi đều

Biến dạng do nhiệt độ thay đổi được tính:

$$\varepsilon = \alpha(\Delta T) \tag{3.45}$$

với α là hệ số dãn nở nhiệt và ΔT là chênh lệch nhiệt độ. Biến dạng này có thể dùng để xác định độ dãn dài theo công thức quen thuộc:

$$\Delta L = \varepsilon.L = \alpha(\Delta T)L \tag{3.46}$$

với L là chiều dài kết cấu. Ứng suất trong hệ bị ngăn cản được xác định bởi:

$$\sigma = \alpha(\Delta T)E \tag{3.47}$$

3.5.3. Hiệu ứng do gradient nhiệt

Sự làm việc của kết cấu với gradient nhiệt phức tạp hơn nhiều so với phân bố đều và nó có thể được chia làm hai hiệu ứng: gradient gây ra biến dạng dọc trục và gradient gây ra độ cong.

3.5.3.1. Gradient nhiệt gây ra biến dạng dọc trục

Biến dạng dọc trục ε do gradient nhiệt gây ra bởi

$$\varepsilon = \frac{\alpha}{A}\int T(y)\,dA \tag{3.48}$$

trong đó: α - hệ số dãn nở nhiệt;

$T(y)$ - gradient nhiệt độ như hình 3.16;

y - khoảng cách tính từ trục trung hòa;

dA - vi phân diện tích tiết diện.

Công thức (3.48) được lấy tích phân trên toàn tiết diện. Nếu hệ số dãn nở nhiệt như nhau đối với tất cả các vật liệu trong tiết diện ngang thì có thể dùng phương pháp chuyển đổi thành tiết diện chuẩn để tính toán các tính chất của tiết diện. Với mục đích thực hành, giả thiết thép và bê tông có cùng hệ số dãn nở nhiệt.

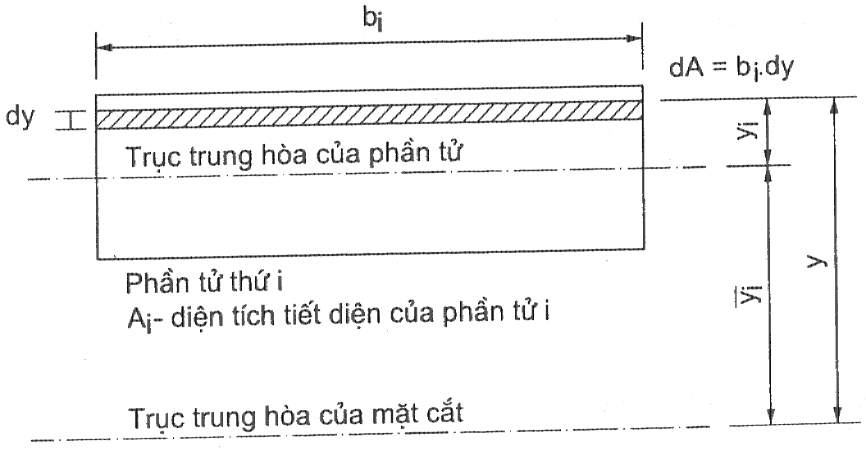
Bằng việc rời rạc tiết diện thành các phần tử, ta xem xét một phần tử như hình 3.17. Mặc dù phần tử này là hình chữ nhật, nhưng dạng phần tử là tùy ý. Trục trung hòa đàn hồi của phần tử ở khoảng cách $\overline{y}_i$, và y là khoảng cách của vi phân diện tích phần tử dA đối với trục trung hòa của tiết diện. Diện tích phần tử và mômen quán tính của phần tử là A_i, I_i. Chú ý $y_i = y - \overline{y}_i$. Nhiệt độ tại vị trí y là:

$$T(y) = T_{ai} + \frac{\Delta T_i}{d_i} y_i = T_{ai} + \frac{\Delta T_i}{d_i}(y - \overline{y}_i) \tag{3.49}$$

trong đó: T_{ai} - nhiệt độ tại trọng tâm phần tử;

ΔT_i - chênh lệch nhiệt độ giữa dưới và trên của phần tử;

d_i - chiều cao của phần tử.



Hình 3.17. Tiết diện ngang với phần tử rời rạc

Thay công thức (3.49) vào (3.48), ta được:

$$\varepsilon = \frac{\alpha}{A}\Sigma\int\left[T_{ai} + \frac{\Delta T_i}{d_i}(y - \overline{y}_i)\right]dA_i \tag{3.50}$$

với dấu $\sum$ lấy đối với tất cả các phần tử trong tiết diện. Từ công thức (3.50) ta được:

$$\varepsilon = \frac{\alpha}{A}\Sigma\left[T_{ai}\int dA_i + \frac{\Delta T_i}{d_i}\int y dA_i - \frac{\Delta T_i \bar{y}_i}{d_i}\int dA_i\right] \tag{3.51}$$

Ta thấy $\int dA_i = A_i$ và $\int y dA_i = \bar{y}_i A_i$ nên công thức (3.50) trở thành:

$$\varepsilon = \frac{\alpha}{A}\Sigma\left[T_{ai}A_i + \frac{\Delta T_i}{d_i}\bar{y}_i A_i - \frac{\Delta T_i}{d_i}\bar{y}_i A_i\right] \tag{3.52}$$

Chú ý rằng tổng số hạng thứ hai và thứ ba bằng không nên công thức (3.52) được viết lại:

$$\varepsilon = \frac{\alpha}{A}\Sigma T_{ai}A_i \tag{3.53}$$

Công thức (3.53) là một dạng rời rạc của công thức (3.48). Chú ý rằng chỉ có những diện tích phần tử trong tiết diện có phân bố gradient nhiệt độ mới đưa vào trong công thức.

3.5.3.2. Gradient nhiệt gây ra độ cong

Gradient nhiệt độ gây ra độ cong là biến dạng thứ hai phải được xem xét. Độ cong ψ do gradient nhiệt được tính:

$$\psi = \frac{\alpha}{I}\int T(y) y dA \tag{3.54}$$

với I là mô men quán tính của tiết diện dầm đối với trục trung hòa.

Thay công thức (3.49) vào (3.54), ta được:

$$\psi = \frac{\alpha}{I}\Sigma\left[T_{ai}\int y_i dA_i + \frac{\Delta T_i}{d_i}\int\left(y^2 - \bar{y}_i y\right)dA_i\right] \tag{3.55}$$

với $\sum$ là tổng của các phần tử trong tiết diện. Thực hiện phép tích phân, công thức (3.55) trở thành:

$$\psi = \frac{\alpha}{I}\Sigma\left[T_{ai}\bar{y}_i A_i + \frac{\Delta T_i}{d_i}I_i - \frac{\Delta T_i}{d_i}\bar{y}_i^2 A_i\right] \tag{3.56}$$

Ta luôn có:

$$I_i = \bar{I}_i + \bar{y}_i^2 A_i \tag{3.57}$$

với $\bar{I}_i$ là mô men quán tính của phần tử.

Từ công thức (3.56) và (3.55), ta được:

$$\psi = \frac{\alpha}{I}\Sigma\left[T_{ai}\bar{y}_i A_i + \frac{\Delta T_i}{d_i}\bar{I}_i\right] \tag{3.58}$$

Đây là dạng rời rạc của công thức (3.54).

Biến dạng dọc trục và độ cong có thể được dùng làm công thức về uốn và độ cứng của phần tử khung. Từ lâu ta biết công thức $\varepsilon = P/AE$ và $\psi = M/IE$ trong việc tính toán chuyển vị. Theo phương pháp độ cứng, nội lực tại đầu ngàm đối với phần tử khung dạng lăng trụ được tính bởi:

$$N = EA\varepsilon \tag{3.59}$$

$$M = EI\psi \tag{3.60}$$

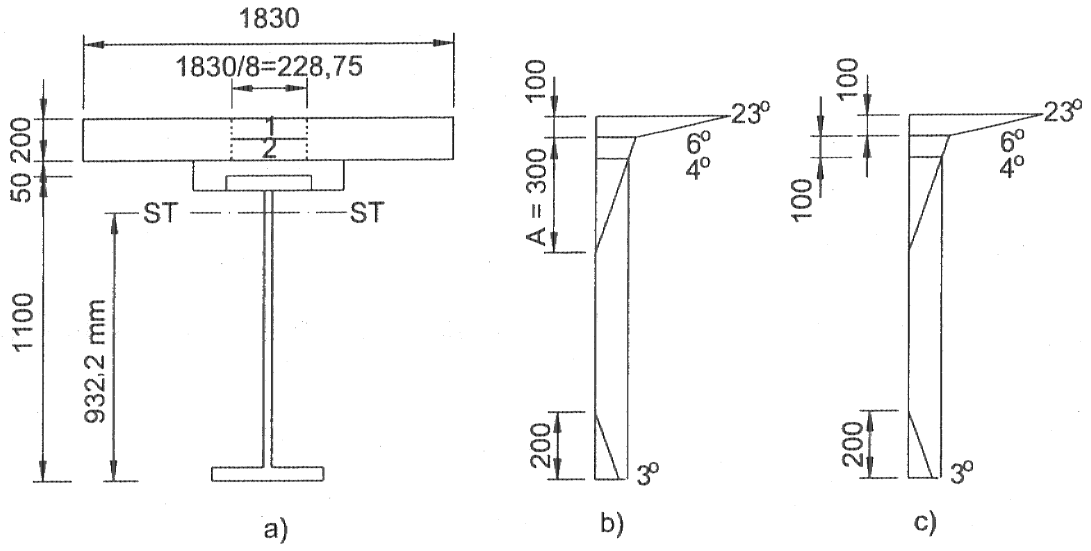
trong đó: N - lực dọc trục (không đổi theo chiều dài);

M - mô men uốn (không đổi);

E - mô đun đàn hồi.

Các nội lực này dùng để xác định tải trọng tại nút tương đương và chúng phải được kể thêm vào nội lực trong hệ bị ngăn cản. Các ứng suất do nhiệt độ trong hệ bị ngăn cản, không có nội lực ngàm ở hai đầu theo công thức (3.59) và (3.60), phải được sử dụng bởi vì gradient nhiệt độ không là hằng số trên tiết diện.

Ví dụ 3.5. Tiết diện liên hợp đã được chuyển đổi được thể hiện ở hình 3.18a. Sự thay đổi nhiệt độ trên tiết diện ngang được mô tả ở hình 3.18b và sự thay đổi nhiệt ở hình 3.18c được dùng để tính toán. Tỷ số mô đun giữa thép và bê tông lấy bằng 8. Bảng 3.28 thể hiện các tiết diện và đặc trưng vật liệu. Các phần tiết diện không có gradient nhiệt độ thì không được tính vào.



Hình 3.18. *Tiết diện ngang và biểu đồ chênh lệch nhiệt độ*

Áp dụng công thức (3.53) và (3.59), ta xác định biến dạng dọc trục và lực dọc trục ở đầu ngàm (hệ bị ngăn cản):

$$\varepsilon = \frac{\alpha}{A}\Sigma T_{ai}A_i = \frac{11,7\times10^{-6}}{80050}\left[10,5\times22875+1\times22875\right] = 38,4\times10^{-6}$$

$$N = EA\varepsilon = 200000\times80050\times38,4\times10^{-6}\times10^{-3} = 615 \text{ (kN)}$$

Bảng 3.28. Các đặc trưng tiết diện

Đặc trưng	Tiết diện 1	Tiết diện 2	Tiết diện tổng
A_i (mm^2)	$228,75\times100=22875$	$228,75\times100=22875$	80050
$\bar{y}_i$ (mm)	$167,8+150+50=367,8$	$167,8+50+50=267,8$	932,2
$\bar{I}_i$ (mm^4)	$\frac{1}{12}\times228,75\times100^3=19,06\times10^6$	$\frac{1}{12}\times228,75\times100^3=19,06\times10^6$	$25,53\times10^9$
d_i (mm)	100	100	1350
α	$11,7\times10^{-6}$	$11,7\times10^{-6}$	$11,7\times10^{-6}$
E (MPa)	200000	200000	200000
T_{ai}(°C)	$\frac{1}{2}(23+6)-4=10,5$ (*)	$\frac{1}{2}(6+4)-4=1$ (*)	N/A
ΔT_i (°C)	$23-6=17$	$6-4=2$	N/A

(*) Trừ đi 4° là xét tới sự chênh lệch nhiệt độ giữa bê tông và thép

Áp dụng công thức (3.58) và (3.60), ta xác định độ cong và mô men uốn ở đầu ngàm (hệ bị ngăn cản):

$$\psi=\frac{\alpha}{I}\Sigma\left[T_{ai}\bar{y}_iA_i+\frac{\Delta T_i}{d_i}\bar{I}_i\right]=\frac{11,7\times10^{-6}}{23,53\times10^9}\times$$

$$\left[10,5\times367,8\times22875+\frac{17}{100}\times19,06\times10^6+1\times367,8\times22875+\frac{2}{100}\times19,06\times10^6\right]=49\times10^{-9}\,(mm^{-1})$$

$$M=EI\psi=200000\times23,53\times10^9\times49\times10^{-9}\times10^{-6}=235\ (kNm)$$

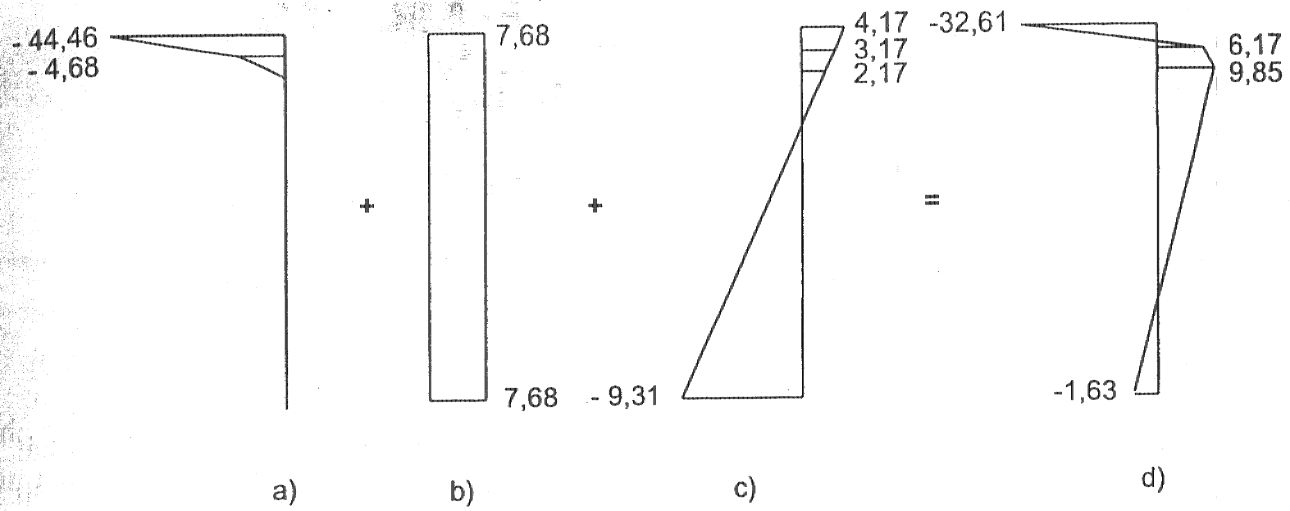
Áp dụng công thức (3.47), ứng suất do nhiệt độ trong hệ bị ngăn cản được tại mép trên tiết diện là

$$\sigma=\alpha(\Delta T)E=11,7\times10^{-6}\times(23-4)\times200000=44,46\ (MPa)$$

Tương tự, ứng suất tại điểm giữa và mép dưới bản bê tông là 4,68 MPa và 0 MPa.

Ta tính ứng suất do mô men và lực dọc gây ra trong hệ không bị ngăn cản. Sau đó ta cộng với ứng suất trong hệ bị ngăn cản thành biểu đồ phân bố ứng suất như được thể hiện ở hình 3.19.

Chú ý rằng các phản lực gối ngoài bằng 0, nhưng ứng suất bên trong khác không. Nội lực thực tế trong mỗi tiết diện bằng 0, nghĩa là không có cả lực dọc và mô men uốn. Các tải trọng tại nút tương đương bao gồm mô men và lực dọc đã tính ở trên dùng để xác định chuyển vị. Với chiều dài nhịp là 24000 mm, các chuyển vị đầu dầm được tính bởi:



Hình 3.19: *Biểu đồ ứng suất trong tiết diện ngang, đơn vị MPa*
a) Hệ bị ngăn cản; b) Hệ không bị ngăn cản (mô men uốn)
c) Hệ không ngăn cản (lực dọc); d) Tổng cộng

Chuyển vị dọc trục:

$$\Delta l = \frac{N.L}{EF} = \frac{615\times10^3\times24000}{200000\times80050} = 0,92\,(mm)$$

Chuyển vị xoay:

$$\phi = \pm\frac{M.L}{2EI} = \pm\frac{235\times10^6\times24000}{2\times200000\times23,53\times10^9} = \pm0,0006\ \ (rad)$$

Chương IV

LIÊN KẾT TRONG CẦU THÉP

4.1. LIÊN KẾT HÀN

Ngày nay liên kết hàn được sử dụng khá phổ biến nhờ công nghệ hàn đang được phát triển và hoàn thiện, đặc biệt là tính đơn giản, thẩm mỹ, tiết kiệm vật liệu, giảm nhiều thao tác trong sản xuất, phù hợp với thiết bị và công nghệ sản xuất hiện đại. Thông thường kết hợp liên kết hàn trong nhà máy và liên kết bu lông ngoài hiện trường là biện pháp tốt nhất trong cầu thép.

Liên kết hàn có độ cứng lớn hơn, biến dạng ít hơn, tiết kiệm vật liệu hơn liên kết bằng bu lông và đinh tán. Đặc biệt liên kết hàn không bị giảm yếu tiết diện tại vị trí liên kết nên có thể khai thác tối đa khả năng làm việc của kết cấu thép. Tuy nhiên nhược điểm chính của mối hàn là khi nguội sẽ bị co ngót, gây ứng suất dư trong mối hàn, đặc biệt trong các mối hàn lớn hiệu ứng tích lũy biến dạng nhiệt rất cao, gây cong vênh các chi tiết kết cấu sau khi hàn…

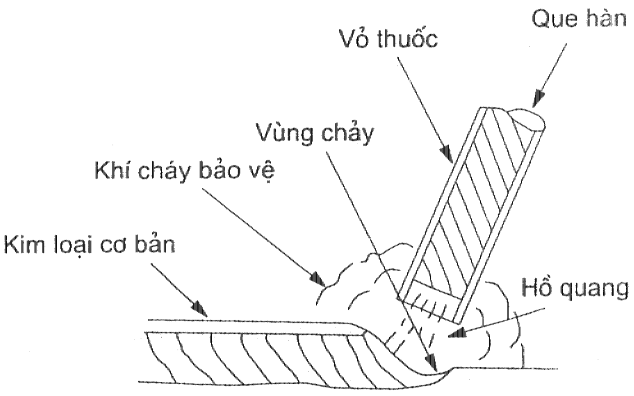
Chất lượng mối hàn phụ thuộc nhiều vào công nghệ hàn. Nếu hàn đúng thiết kế với công nghệ hiện đại, chất lượng mối hàn sẽ tốt hơn thép cơ bản, ngược lại chất lượng mối hàn sẽ kém. Mối hàn tốt là mối hàn ngấu, không đòn, không làm cong vênh các chi tiết kết cấu.

Khi thiết kế mối hàn, người thiết kế nên chỉ rõ số lượng và kích thước của mối hàn. Thông thường kích thước lớn nhất là 8 mm cho một lần hàn đơn, với mối hàn lớn cần hàn nhiều lớp.

4.1.1. Các phương pháp hàn cơ bản

4.1.1.1. Hàn hồ quang bằng tay SMAW

Theo phương pháp này, được thể hiện ở hình 4.1, que hàn có lớp thuốc bọc được gắn vào kìm hàn để tạo mạch điện liền, giữa que hàn và kim loại cần hàn có hồ quang và phát nhiệt. Kim loại que hàn được chuyển dần sang kim loại cơ bản để thành kim loại đắp và que hàn cháy mòn dần. Thuốc bọc cháy trong hồ quang tạo ra một vầng khí bảo vệ, vầng khí này đẩy không khí đi và bảo vệ kim loại lỏng không

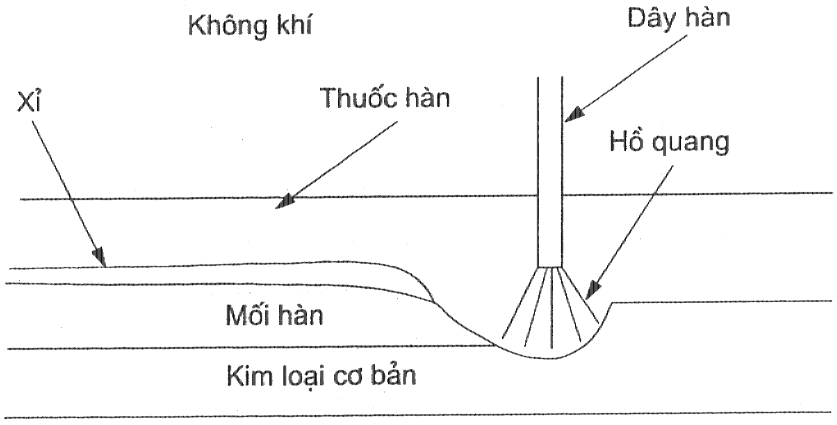


Hình 4.1. *Hàn hồ quang tay SMAW*

tiếp xúc với ôxy và nitơ. Thuốc bọc cũng tạo nên một lớp xỉ nổi trên bề mặt mối hàn giúp cho mối hàn không tiếp xúc với không khí trong quá trình nguội.

4.1.1.2. Hàn hồ quang chìm SAW

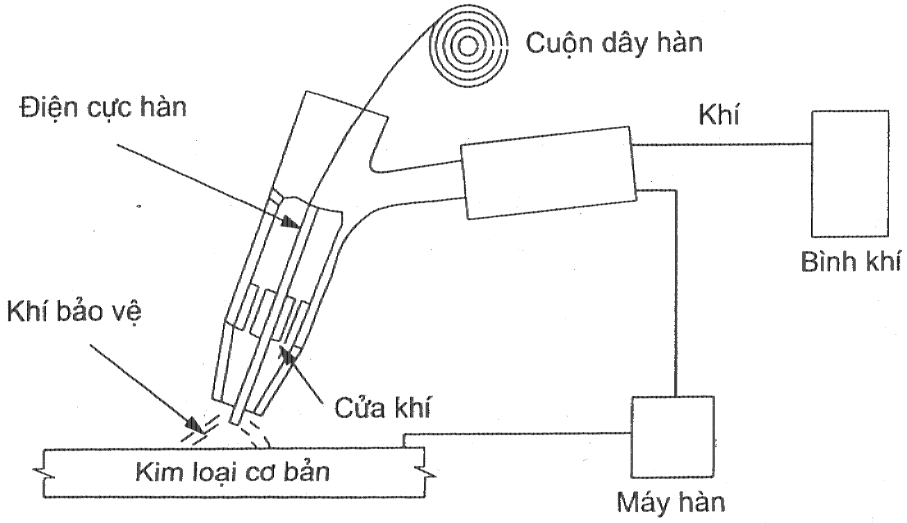
Theo phương pháp này, như được thể hiện ở hình 4.2, dây hàn trần được cấp đều đặn tự động qua một đầu hàn để duy trì hồ quang không đổi. Bảo vệ mối hàn bằng một lớp thuốc phủ dạng hạt nóng chảy được, thuốc được rải trên chỗ hàn với một lượng đủ để hồ quang cháy chìm trong thuốc, thuốc nóng chảy tạo nên một lớp xỉ bên trên mối hàn. Phương pháp này có tốc độ rất nhanh và tạo ra mối hàn có chất lượng cao.



***Hình 4.2.** Hàn hồ quang chìm SAW*

4.1.1.3. Hàn hồ quang trong khí bảo vệ GMAW

Phương pháp này không dùng thuốc hàn. Hồ quang và khu vực hàn được bảo vệ khỏi khí trời bằng một hỗn hợp khí trơ (argon, cacbonic, ...) nặng hơn không khí. Dây hàn là một cuộn liên tục được cấp qua mỏ hàn có hình khẩu súng (xem hình 4.3). Ưu điểm của phương pháp này là tốc độ hàn nhanh, bảo vệ mối hàn khỏi các chất có hại của không khí làm cho mối hàn bền hơn, dẻo hơn và chịu ăn mòn tốt hơn.



***Hình 4.3.** Hàn trong khí bảo vệ GMAW*

4.1.1.4. Dây hàn lõi thuốc FCAW

Theo phương pháp này, dây hàn rỗng chứa thuốc bên trong được cấp xuống tự động. Thuốc trong lõi cháy tạo nên lớp xỉ mỏng bảo vệ kim loại hàn nóng chảy. Hàn lõi thuốc là phương pháp có tiện lợi cho việc hàn trên công trường gặp thời tiết xấu.

4.1.2. Vật liệu hàn

Vật liệu thép của que hàn hoặc dây hàn phải có đặc trưng cơ học ngang bằng với kim loại cơ bản, khi đó ta gọi là vật liệu hàn phù hợp. Các mối hàn được thiết kế với cường độ bằng cường độ thép cơ bản.

Đối với phương pháp hàn hồ quang bằng tay SMAW, mỗi que hàn được ký hiệu bằng một mã số EXXXXX, trong đó:

- E chỉ que hàn (electrode).
- Mỗi chữ X là một con số, hai hoặc ba số đầu thể hiện độ bền kéo có đơn vị ksi (1 ksi = 0,69 kN/cm^2). Chữ số tiếp chỉ rõ vị trí que hàn có thể hàn được, số 1 nghĩa là mọi vị trí, số 2 chỉ mối hàn nằm và ngang, số 3 chỉ có hàn nằm. Chữ số cuối cùng chỉ loại thuốc bọc, loại dòng điện, ...
- Để hàn các kim loại cơ bản thông dụng như A36, A570, A572, A709, A588 nên dùng que hàn E60XX và E70XX. Đối với thép cấp 65 hoặc cao hơn nên dùng loại que hàn E80XX, E100XX và E110XX. bản.

Đối với hàn hồ quang chìm SAW, người ta xếp từng cặp thuốc hàn và dây hàn đi đôi với nhau. Chúng được ký hiệu bởi chữ F, theo sau là con số chỉ cường độ bền kéo và cường độ chịu va đập của mối hàn, cuối cùng là nhóm EXXX để phân cấp que hàn. Đối với kim loại cơ bản thông dụng như A36, A570, A572, A709, A588 nên dùng cặp dây thuốc F6X-EXXX và F7X-EXXX. Đối với thép cấp 65 hoặc cao hơn (A572 cấp 65, A514 cấp 90 và 100, A709 cấp 100) nên dùng cặp dây thuốc F8X-EXXX, F10X-EXXX, F11X-EXXX.

Trong các liên kết hàn trong cầu, các que hàn được cho ở bảng 4.1 để tạo ra mối hàn ngấu hoàn toàn.

Bảng 4.1. Yêu cầu thép và que hàn thích hợp trong xây dựng cầu

Thép cơ bản	Tia hồ quang được che chắn SMAW	Tia hồ quang chìm SAW	Tia hồ quang trong khí trơ FCAW
A36 / M270M cấp 250	AWS A.5.1 hoặc A.5.5 E7016, E7018, E7028 E7016-X hoặc E7018-X	AWS A.5.17, F6A0-EXXX, F7A0-EXXX	AWS A.5.20, E6XT-1.5, E7XT-1.5
A572 cấp 50 / M270M cấp 345 loại 1, 2, 3	AWS A.5.1, E7016, E7018, E7028, E7016-X hoặc E7018-X	AWS A.5.17, F7A0-EXXX	AWS A.5.20, E7XT-1.5

Bảng 4.1 (tiếp theo)

Thép cơ bản	Tia hồ quang được che chắn SMAW	Tia hồ quang chìm SAW	Tia hồ quang trong khí trơ FCAW
A588 / M270M cấp 345W	AWS A.5.1 hoặc A.5.5 E7016, E7018, E7028 E7016-X hoặc E7018-X E7028-X, E7018-W, E7015,16,18-C1L, C2L8016,16-C1, C2 E8016,18-C3, E8018-W	AWS A.5.17, hoặc A.5.23 F7A0-EXXX, F8A0-EXXX	AWS A.5.20 hoặc A.5.29 E7XT-1.5X, W
A852 / M270 cấp 485W	AWS A.5.5, E9018-M	AWS A.5.23, F9A0-EXXX	AWS A.5.29 E9XT1-X. E9XT5-X
A514 / M270 cấp 690 và 690W dày trên 63.5mm	AWS A.5.5, E1018-M		

4.1.3. Các loại mối hàn

Các loại mối hàn chủ yếu trong kết cấu thép là hàn góc, hàn rãnh và hàn đinh tán. Mối hàn thông dụng nhất là mối hàn góc. Đối với tải trọng nhỏ thì mối hàn này là kinh tế nhất vì không cần phải gia công mặt trước khi hàn. Khi chịu tải trọng lớn hơn, mối hàn rãnh có hiệu quả hơn vì mối hàn có thể ngấu hoàn toàn vào thép cơ bản. Hàn đinh tán chỉ dùng khi không thể hàn góc hay hàn rãnh.

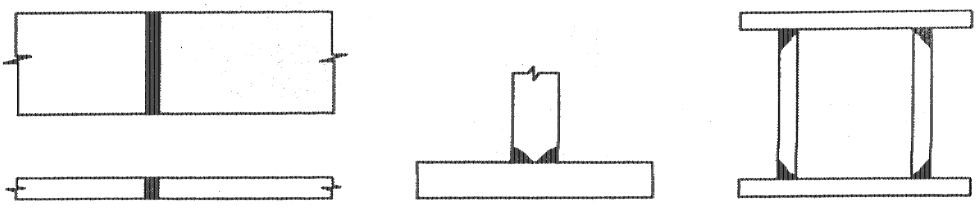
Trong một liên kết, ta có thể dùng hơn một loại mối hàn. Nếu như vậy, khả năng chịu lực cho phép của liên kết bằng tổng năng lực có hiệu của mỗi loại hàn sử dụng.

4.1.3.1. Hàn đính

Mối hàn đính có thể dùng để gắn kết hay định vị. Chúng có tác dụng chịu lực khi hoàn thành công việc. Trong một số trường hợp chúng phải tháo bỏ sau khi xong công việc hoặc lắp ráp.

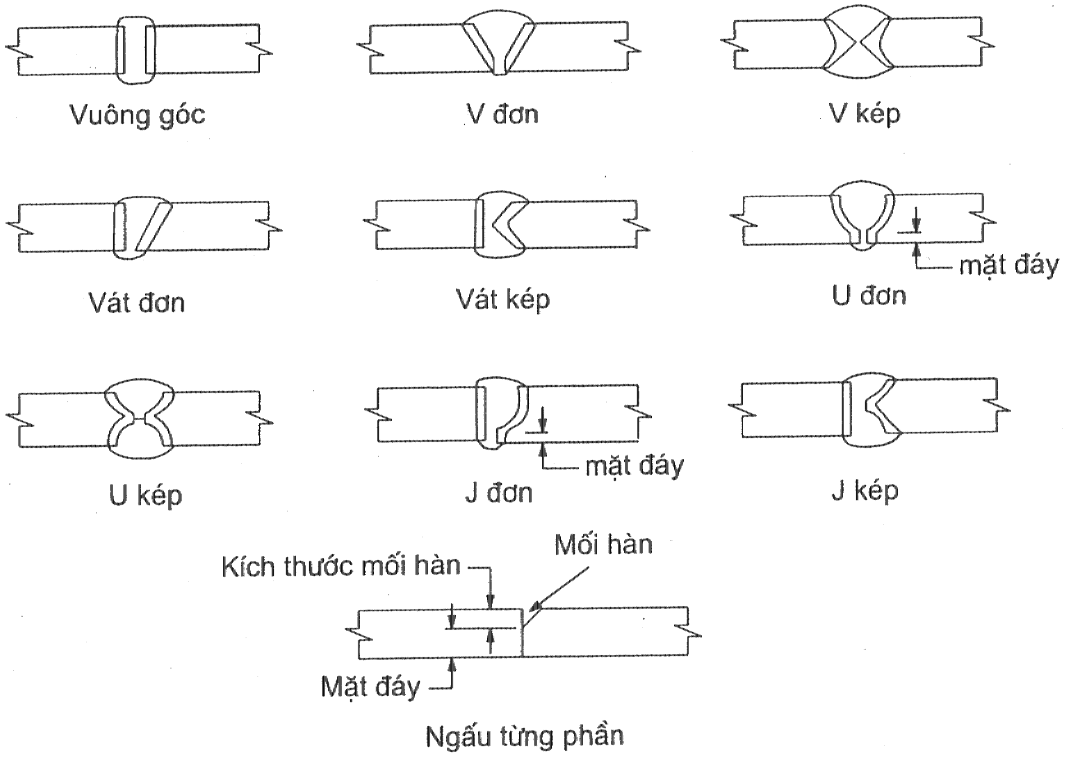
4.1.3.2. Hàn rãnh

Mối hàn rãnh còn gọi là mối hàn đối đầu. Số lượng thường chiếm khoảng 15% lượng hàn trong kết cấu. Mối hàn rãnh được hàn trong rãnh giữa các cạnh của hai bộ phận được nối. Nó thường dùng để nối hai tấm phẳng nằm trong một mặt phẳng nhưng cũng có thể dùng cho mối nối chữ T hay mối nối góc như được thể hiện ở hình 4.4.



Hình 4.4. Các loại liên kết dùng mối hàn rãnh

Phần lớn các loại mối hàn rãnh chuẩn thường được gọi tên theo hình dạng mép gia công để hàn như vuông góc, V đơn, V kép, cắt vát một phía, cắt vát hai phía, U đơn, U kép, J đơn, J kép như được thể hiện ở hình 4.5. Gia công mép có thể được cắt bằng lửa, khí acetylen hoặc bào. Chiều dày tấm nhỏ hơn 16 mm phải dùng mối hàn rãnh có dạng vuông góc.

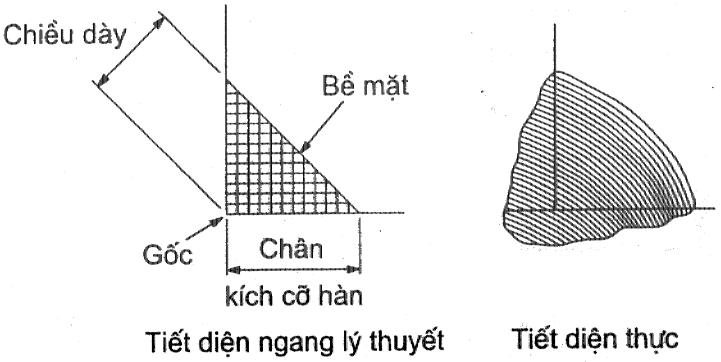


Hình 4.5. Các loại hàn rãnh

Mối hàn rãnh được dùng để truyền toàn bộ tải trọng từ cấu kiện được nối thì nó phải có cùng chiều dày với các cấu kiện và được gọi là mối hàn thấu suốt; còn nếu mối hàn không phủ hết bề dày cấu kiện thì được gọi là hàn thấu không suốt. Mối hàn rãnh phải ngấu trên toàn bộ chiều dày bản nối, cấm mối hàn đối đầu không ngấu toàn tiết diện.

4.1.3.3. Hàn góc

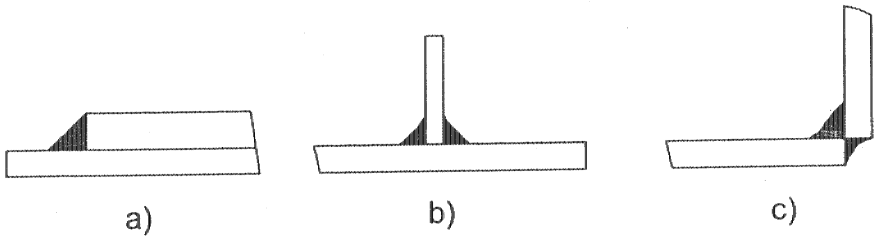
Mối hàn góc tiết kiệm và dễ chế tạo nên được sử dụng rộng rãi và chiếm khoảng 80% kết cấu hàn. Hàn góc có dạng tam giác như được thể hiện ở hình 4.6.



Hình 4.6. Mối hàn góc

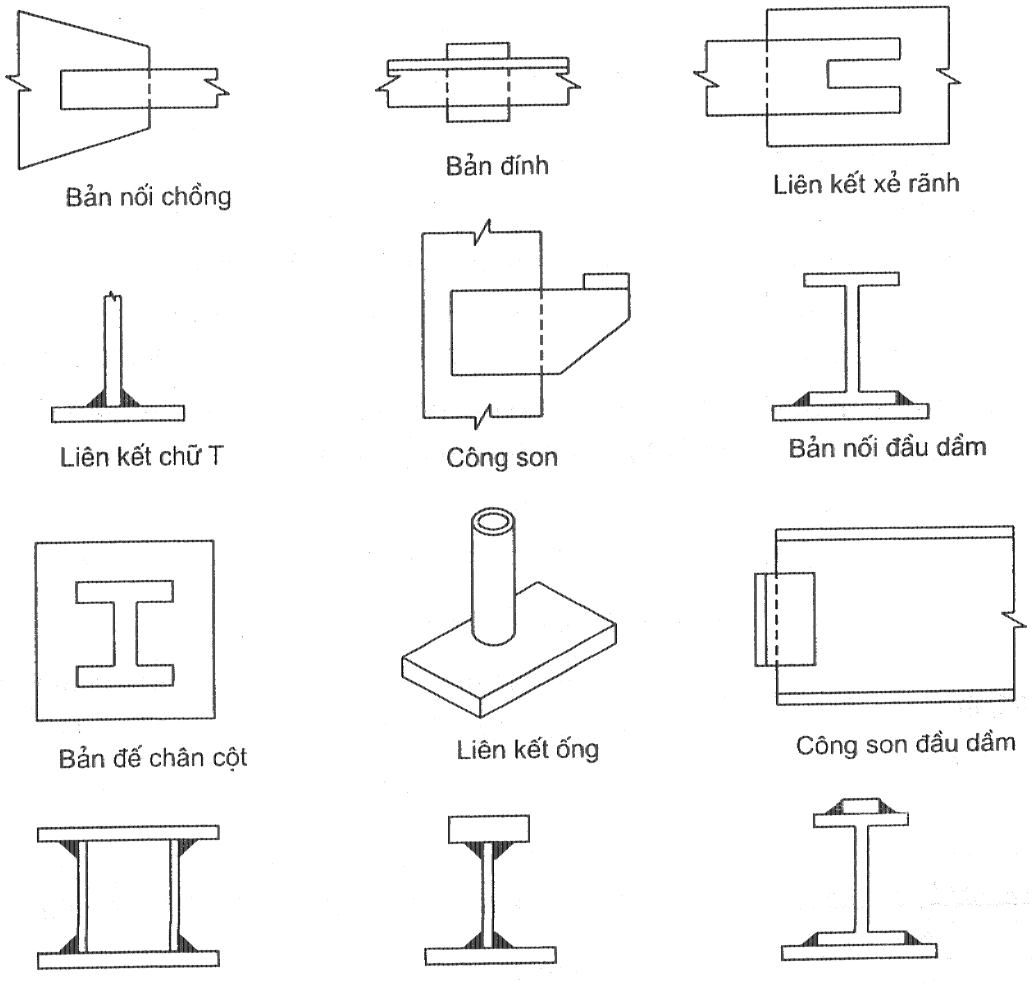
Kích thước của mối hàn được tính bằng chiều dài của cạnh tam giác. Cường độ mối hàn được tính theo chiều dày là đoạn hẹp nhất tính từ góc tam giác đến bề mặt mối hàn. Nếu hai cạnh tam giác không bằng nhau thì kích thước danh định mối hàn được tính theo cạnh nhỏ hơn. Nếu mối hàn cong lõm làm cho chiều dày giảm đi và khi đó cường độ cũng giảm tương ứng.

Mối hàn góc dùng để nối hai tấm phẳng đặt lên nhau. Mối nối có thể chồng hoặc có dạng chữ T hay góc như được mô tả ở hình 4.7.



Hình 4.7. *Mối hàn góc*
a) Mối hàn chồng; b) Mối nối chữ T; c) Mối nối góc

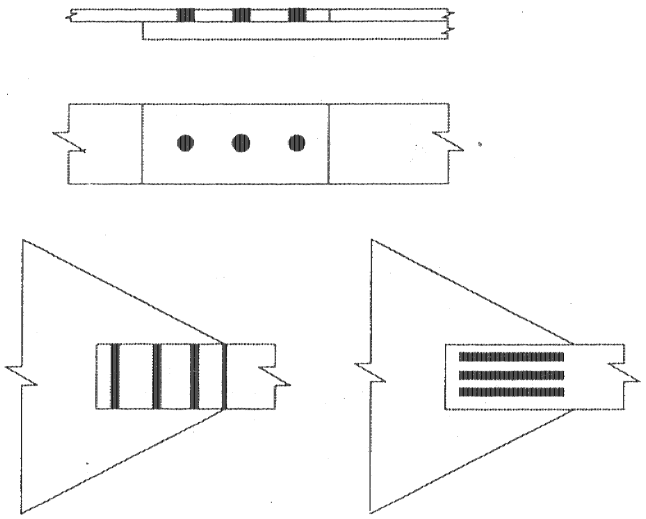
Mối hàn góc cũng có thể dùng với mối hãn rãnh để tăng cường mối nối góc. Ngoài ra, mối hàn có những dạng như được thể hiện ở hình 8.8.



Hình 4.8. *Các loại mối hàn góc*

4.1.3.4. Hàn đinh

Mối hàn này dùng để truyền lực cắt trong các liên kết ghép chồng và để chống lại mất ổn định của bản ghép chồng. Trong xây dựng, nó cũng dùng để liên kết các thanh ghép. Mối hàn đinh tán không dùng cho thép A514. Mối hàn đinh được thực hiện qua các lỗ tròn hoặc rãnh của một tấm bản như được mô tả ở hình 4.9. Các khe hở có thể được lấp một phần hoặc toàn phần, phụ thuộc vào chiều dày của nó. Khả năng chịu tải trọng của mối hàn đinh toàn phần bằng diện tích các diện tích lỗ với ứng suất cho phép.



***Hình 4.9.** Mối hàn đinh*

4.1.3.5. Nguyên tắc lựa chọn mối hàn

Khi chọn mối hàn không những cần chọn loại mối hàn mà còn chọn sao cho khối lượng thép hàn nhỏ nhất để tiết kiệm vật liệu và thời gian. Trong khi cường độ mối hàn góc thay đổi theo kích thước thì khối lượng thép hàn thay đổi theo bình phương kích thước. Nói chung, một mối hàn góc nhỏ hơn nhưng dài hơn có giá thành thấp hơn mối hàn to hơn nhưng lại ngắn đi khi có cùng khả năng chịu lực. Mối hàn rãnh dạng V kép và vát kép chỉ chiếm một nửa khối lượng thép hàn của V đơn và vát đơn.

Mối hàn nhỏ chỉ cần một lớp, mối hàn lớn hơn cần nhiều lớp. Để hướng dẫn chọn mối hàn có thể tham khảo bảng 4.2 về số lớp cho các loại mối hàn thường dùng.

Bảng 4.2. Số lớp cho mối hàn

STT	Kích thước mối hàn (mm)	Hàn góc	Mối hàn rãnh đơn (không kể mối hàn đối diện)		Mối hàn rãnh V đơn (không kể mối hàn đối diện)		
			Rãnh 30°	Rãnh 45°	Mở 30°	Mở 60°	Mở 90°
1	5	1					
2	6.5	1	1	1	2	3	3
3	8	1					
4	9.5	3	2	2	3	4	6
5	11	4					

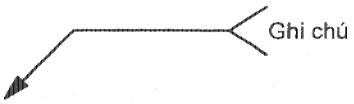
Bảng 4.2. (tiếp theo)

STT	Kích thước mối hàn (mm)	Hàn góc	Mối hàn rãnh đơn (không kể mối hàn đối diện)		Mối hàn rãnh V đơn (không kể mối hàn đối diện)		
			Rãnh 30°	Rãnh 45°	Mở 30°	Mở 60°	Mở 90°
6	13	4	2	2	4	5	7
7	16	6	3	3	4	7	8
8	19	8	4	5	4	7	9
9	22		5	8	5	10	10
10	25		5	11	5	13	22
11	28		7	11	9	15	27
12	32		8	11	12	16	32
13	38		9	15	13	21	37
14	40		9	18	13	25	40
15	45		11	21			

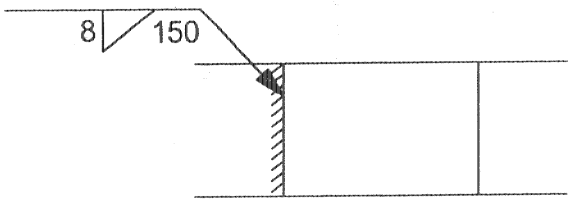
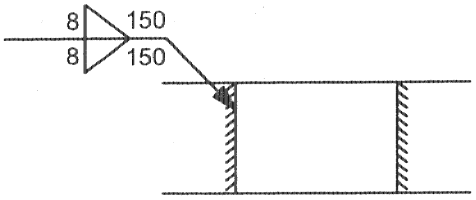
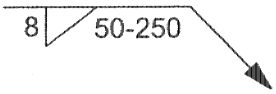
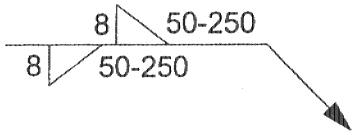
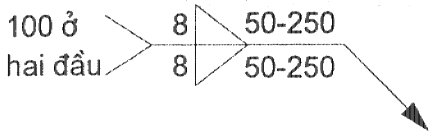
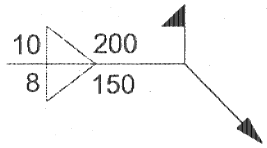
4.1.4. Ký hiệu mối hàn

Các ký hiệu được dùng trong các bản vẽ thiết kế mối hàn và cần cung cấp những thông tin thích hợp liên quan đến chúng. Các ký hiệu mối hàn nên truyền đạt ý định của người thiết kế một cách rõ ràng, và chúng được thể hiện ở bảng 4.3. Hình 4.10 và 4.11 là các ví dụ về các thông tin thể hiện ở các loại mối hàn.

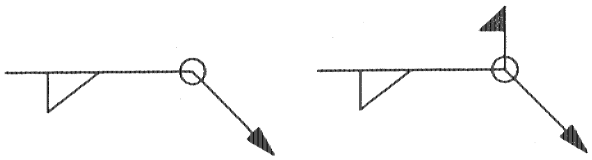
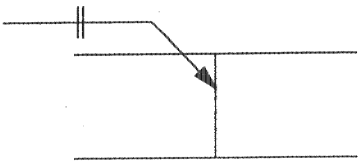
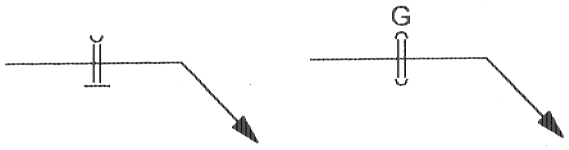
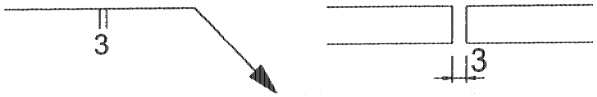
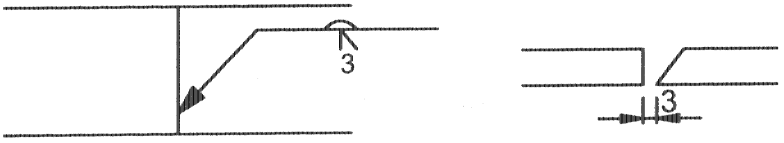
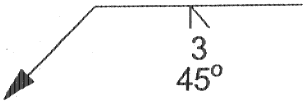
Bảng 4.3. Ký hiệu đường hàn

STT	Ký hiệu và ý nghĩa
1	 Các đường cơ bản của ký hiệu mối hàn là đường nằm ngang và mũi tên (đường chuẩn).
2	 Các chi tiết mở rộng có thể được vẽ để thể hiện các ký hiệu hoặc thêm vào các ghi chú. Các ghi chú có thể được xem như một phần của ký hiệu hoặc tách riêng biệt. Khi xem là một phần của ký hiệu thì ghi chú được đặt ở đuôi đường chuẩn đối diện mũi tên.
3	 Đây là các ký hiệu mối hàn. Loại và chiều dài của mối hàn phải được thể hiện ở trên hoặc ở dưới đường chuẩn. Nếu ở dưới đường chuẩn thì ký hiệu cho biết mối hàn ở phía mối liên kết mà mũi tên chỉ vào. Nếu ở trên đường chuẩn thì đường hàn ở phía bên kia của mối liên kết.

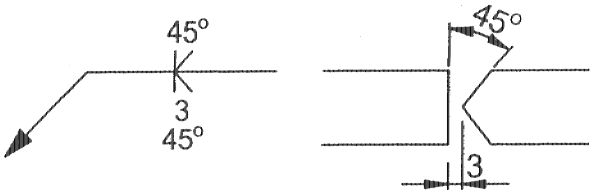
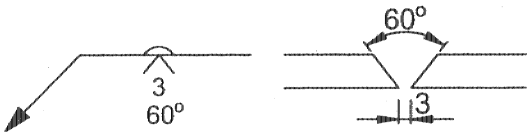
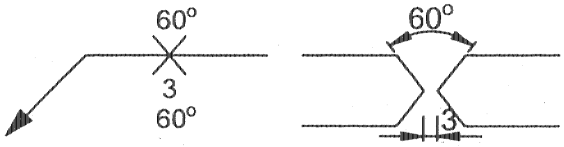
Bảng 4.3 (tiếp theo)

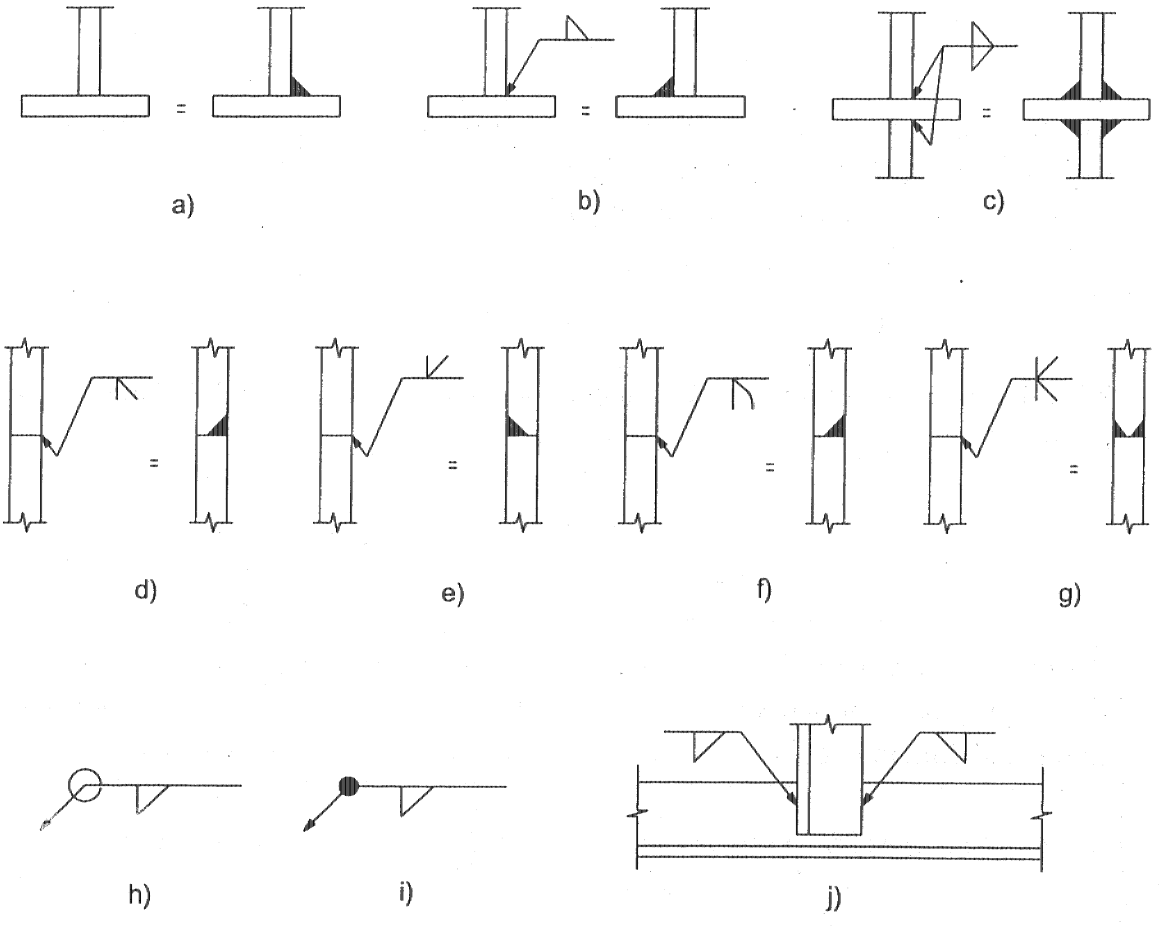
STT	Ký hiệu và ý nghĩa
4	 Mối hàn góc được ký hiệu bằng tam giác vuông ở trên hoặc ở dưới đường chuẩn để chỉ vị trí mối hàn. Đường thẳng đứng của tam giác thường đặt ở bên trái. Ví dụ, ký hiệu này cho biết mối hàn có chiều cao 8 mm và dài 150 mm được hàn vào vị trí mũi tên.
5	 Ký hiệu này thể hiện mối hàn góc dày 8 mm, dài 150 mm ở cả hai cạnh.
6	 Ký hiệu này thể hiện đường hàn gián đoạn ở mặt mũi tên. Ví dụ, hình này thể hiện đường hàn góc dày 8 mm, dài 50 mm, và khoảng cách các đường hàn này là 250 mm tính từ tim đến tim.
7	 Ký hiệu này thể hiện đường hàn so le ở mặt mũi tên và mặt kia.
8	 Thông thường các đường hàn gián đoạn bắt đầu và kết thúc với đường hàn có chiều dài ít nhất gấp 2 lần chiều dài đường hàn gián đoạn. Thông tin này được ghi chú ở đuôi đường chuẩn.
9	 Khi mối hàn được thực hiện ở công trường nhiều hơn ở nhà máy thì ký hiệu một lá cờ tam giác tại điểm giao nhau đường chuẩn và mũi tên. Điều này là quan trọng để đảm bảo mối hàn được tạo ra như yêu cầu. Thông thường, phần ghi chú ở đuôi là thích hợp cho việc chỉ rõ mối hàn tại công trường.

Bảng 4.3 (tiếp theo)

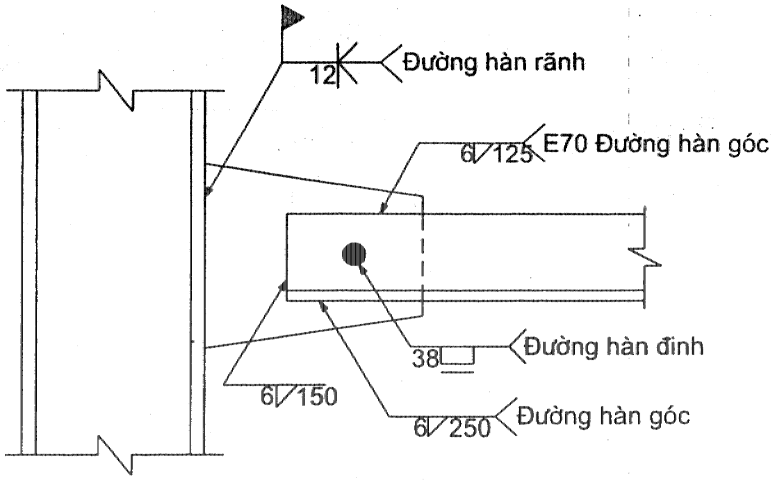
STT	Ký hiệu và ý nghĩa
10	 Đường hàn liên tục xung quanh toàn bộ liên kết được thể hiện một đường tròn nhỏ quanh điểm giao đường ngang và mũi tên. loại mối hàn được thể hiện ở phía dưới đường chuẩn bất cấp hình dáng và phạm vi liên kết.
11	 Ký hiệu bên thể hiện đường hàn rãnh vuông góc (được tạo ra trong các tấm mỏng) mà không có mở mặt đáy. Chiều dài đường hàn rãnh không thể hiện trong ký hiệu đường hàn vì chúng hầu hết trải hết chiều dài liên kết.
12	 Đường cong ngắn ở dưới ký hiệu đường hàn rãnh vuông thể hiện bề mặt mối hàn. Đường thẳng ngắn ở tại vị trí đó thể hiện mặt đường hàn phẳng. Khi yêu cầu có mài dũa thì phải thể hiện trong ký hiệu chữ G.
13	 Kích thước hở chân mối hàn rãnh được viết trong ký hiệu. Ví dụ ký hiệu bên thể hiện mở rộng mặt trên 3 mm cho mối hàn rãnh vuông góc.
14	 Ký hiệu này thể hiện khoảng hở chân và bề mặt không bằng phẳng của mối hàn vát đơn. Trong các mối hàn không đối xứng này và các loại không đối xứng khác, đường mũi tên không những chỉ rõ vào liên kết mà còn chỉ rõ mặt để tạo thành mối hàn rãnh.
15	 Góc trong mối hàn rãnh vát đơn được thể hiện cùng với kích thước hở chân.

Bảng 4.3 (tiếp theo)

STT	Ký hiệu và ý nghĩa
16	 Ký hiệu này thể hiện cho mối hàn rãnh vát kép.
17	 Ký hiệu này thể hiện mối hàn rãnh V đơn.
18	 Ký hiệu này thể hiện mối hàn rãnh V kép.



Hình 4.10. *Các ví dụ về ký hiệu các mối hàn*



Hình 5.11. *Ví dụ ký hiệu các loại mối hàn trong một mối nối*

4.1.5. Giới hạn kích thước mối hàn góc

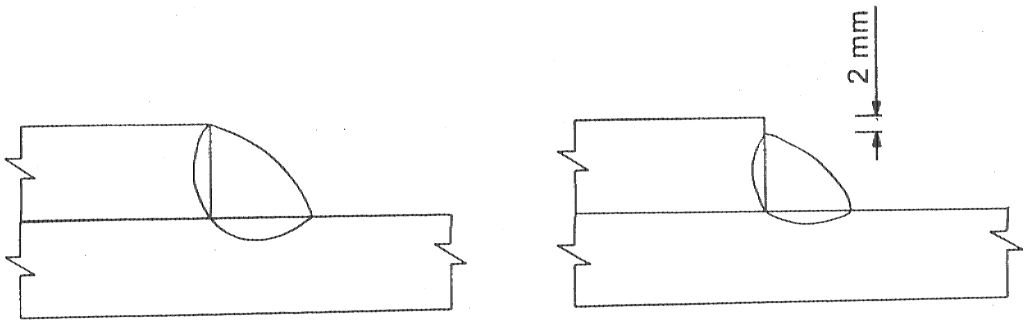
Đối với mối hàn góc, các cấu kiện dày sẽ cho tốc độ nguội nhanh và ngăn cản biến dạng nhiều hơn đối với các cấu kiện bề dày nhỏ hơn. Để tránh vết nứt do ứng suất bên trong cấu kiện thì các mối hàn góc có kích thước nhỏ nhất tùy thuộc bề dày của cấu kiện, xem bảng 4.4.

Bảng 4.4. Kích thước nhỏ nhất mối hàn góc và giới hạn chiều dày tấm

Kích thước mối hàn góc (mm)		Chiều dày lớn nhất của bản (mm)	Chiều dày nhỏ nhất của bản cho mối hàn góc ở mỗi bên bản (mm)	
Cho nhà cửa	Cho cầu		Thép 250 MPa	Thép 345 MPa
3	-	6,5	-	-
4,8	-	12,7	9,6	7
6,5	6,5	19	13	9,4
8	8	Trên 19	16,3	11,7

Kích thước mối hàn góc không được lớn hơn chiều dày bản mỏng nhất, nhưng AISC và AWS D1.5 yêu cầu cần hơ nóng bản thép trước khi hàn để đảm bảo mối hàn tốt. Kích thước bản nối có chiều dày lớn hơn trong liên kết và kích thước mối hàn nhỏ nhất chịu động đất là 4,8 mm. Trong cầu mối hàn góc phải liên tục, kích thước chỉ được thay đổi khi có yêu cầu về cường độ hoặc khi thay đổi chiều dày bản nối.

Cũng có giới hạn kích thước lớn nhất đối với đường hàn góc dọc theo mép cấu kiện. Lý do là các mép của thép cán bị tròn đầu và vì thế bề dày đường hàn nhỏ hơn bề dày danh định của bản nối. Một lý do khác là nếu kích thước đường hàn và bề dày tấm thép gần như nhau thì góc của tấm thép có thể chảy vào đường hàn làm giảm chiều dài chân đường hàn và bề dày đường hàn. Vì thế tiêu chuẩn yêu cầu là khi bề dày dưới 6,5 mm thì bề dày mối hàn lấy bằng bề dày kim loại; khi bề dày mép cấu kiện từ 6,5 mm trở lên thì bề dày tối đa của mối hàn nhỏ hơn bề dày kim loại là 2 mm (xem hình 4.12).



Hình 4.12. Bề dày tối đa của mối hàn góc dọc theo mép

4.1.6. Giới hạn kích thước cho mối hàn đinh

Khi bề dày bản thép từ 16 mm trở xuống thì chiều dày mối hàn đinh bằng chiều dày thép cơ bản. Khi lớn hơn 16 mm thì chiều dày mối hàn ít nhất bằng 1/2 bề dày thép cơ bản nhưng không nhỏ hơn 16 mm.

Đường kính lỗ của mối hàn đinh tán ít nhất bằng chiều sâu lỗ cộng thêm 8 mm nhưng đường kính không vượt quá giá trị lớn nhất giữa đường kính nhỏ nhất đó quá 3 mm và 2,25 lần chiều dày mối hàn. Ví dụ, đường kính lỗ hàn của tấm thép dày 19 mm có giá trị nhỏ nhất là $19+8=27$ (mm). Vì bề dày tấm thép lớn hơn 16 mm nên chiều dày mối hàn nhỏ nhất là 16 mm lớn hơn $19/2=9,5$ (mm). Đường kính lỗ 27 mm không lớn hơn $2.25\times16=36$ (mm).

Khoảng cách từ tim đến tim lỗ hàn đinh không nhỏ hơn 4 lần đường kính lỗ.

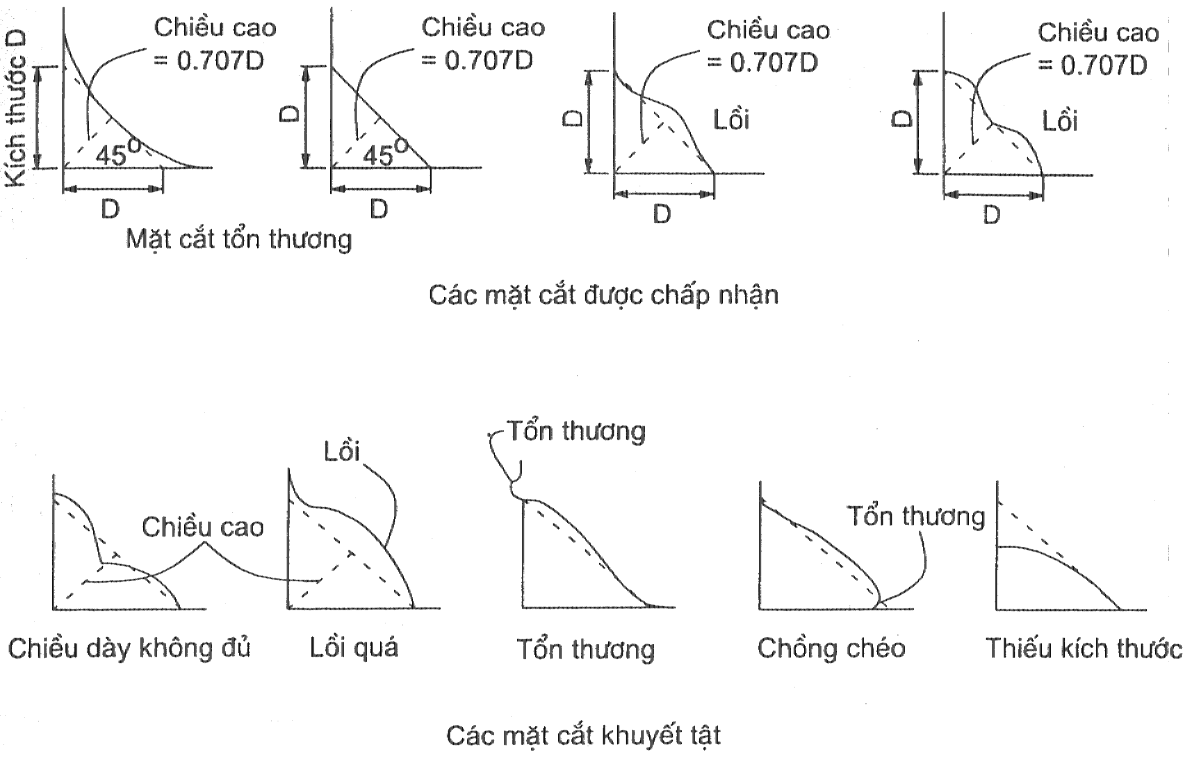
Chiều dài rãnh khoét trong mối hàn đinh không quá 10 lần chiều dày bản nối, chiều rộng khoét ít nhất bằng chiều sâu lỗ cộng thêm 8 mm nhưng không quá đường kính tối thiểu đó 3 mm hoặc 2,25 lần chiều dày mối hàn. Ví dụ, bề rộng rãnh của bản thép dày 19 mm có giá trị nhỏ nhất $19+8=27$ (mm). Vì bề dày tấm thép lớn hơn 16 mm nên chiều dày mối hàn nhỏ nhất là 16 mm lớn hơn $19/2=9,5$ (mm). Chiều rộng mối hàn rãnh 27 mm không lớn hơn $2,25\times16=36$ (mm). Nếu chiều sâu nhỏ nhất được dùng thì chiều dài rãnh có thể lên đến $10\times19=190$ (mm).

Khoảng cách của mối hàn khoét rãnh không nhỏ hơn 4 lần chiều rộng theo phương vuông góc với chiều dài rãnh. Theo phương dọc, khoảng cách từ tim đến tim ít nhất bằng 2 lần chiều dài rãnh khoét.

4.1.7. Chất lượng mối hàn

Yêu cầu cơ bản đối với tất cả mối hàn là thép hàn và thép cơ bản phải chảy hoàn toàn cũng như các lớp hàn liên tục. Hơn nữa, mối hàn không bị khuyết tật như lõm, tổn thương, chồng, rỗng, hoặc nứt được thể hiện ở hình 4.13.

Nếu bị lõm quá mức hoặc không đủ kích thước xảy ra trong chiều dài có hiệu của mối hàn thì nên làm sạch và đắp cho đủ tiết diện ngang mối hàn. Các mối hàn bị tổn thương (tức là cắt bớt thép cơ bản ở chân mối hàn) thì nói chung nên sửa chữa bằng việc



Hình 4.13. *Mặt cắt mối hàn góc*

khôi phục lại bề mặt ban đầu. Các mối hàn bị chồng (bề mặt mối hàn bị lượn tròn, ở chân thiếu sự chảy) có thể gây ra ứng suất tập trung; mối hàn lồi quá mức sẽ giảm đi nếu mài dũa vật liệu dư. Nếu mối hàn rỗng, xỉ vảy quá mức, hoặc không chảy hoàn toàn xảy ra thì phải dở bỏ và hàn lại. Nếu mối hàn nứt thì trong phạm vi nứt nên khắc mòn bằng acid, phương pháp từ tính, hoặc các phương tiện khác. Không chỉ vết nứt mà ngay cả thép ở ngoài các điểm cuối của mối hàn phải dở bỏ và thay thế bằng kim loại hàn. Dùng que hàn nhỏ trong mục đích này làm giảm nguy cơ khuyết tật hơn nữa do co ngót. Que hàn có đường kính không lớn hơn 4 mm thích hợp cho việc đắp kim loại hàn để bù vào chỗ kích thước thiếu hụt.

Chất lượng mối hàn phụ thuộc vào việc thực hiện mối hàn. Yêu cầu quá mức sẽ không kinh tế. Kích thước, chiều dài và độ ngấu đều rất quan trọng đối với khả năng chịu lực của mối hàn. Mối hàn bị tổn thương không được phép dùng trong liên kết chịu lực chính như dàn, hệ liên kết, nhưng một số lượng nhỏ có thể dùng trong liên kết ít quan trọng. Loại que hàn cũng quan trọng đối với khả năng chịu lực của mối hàn nhưng không quá quan trọng đối với mối hàn có nhiều tạp chất. Hình dáng mối hàn nghèo nàn sẽ gây sự khó chịu nếu nó là mối hàn xấu, hoặc nếu nó sẽ được bố trí nơi có yêu cầu về mỹ học; nhưng đối với nhiều loại kết cấu như xưởng, kho và lò đốt thì hình dáng đẹp không quan trọng lắm.

Có nhiều phương pháp kiểm tra chất lượng mối hàn như kiểm tra bằng mắt thường, lấy mẫu mối hàn về thí nghiệm, và thí nghiệm không phá hủy, chẳng hạn như siêu âm, chụp X quang, nhuộm, phương pháp từ tính. Người thiết kế cần chỉ định các mối hàn cần kiểm tra và biện pháp kiểm tra.

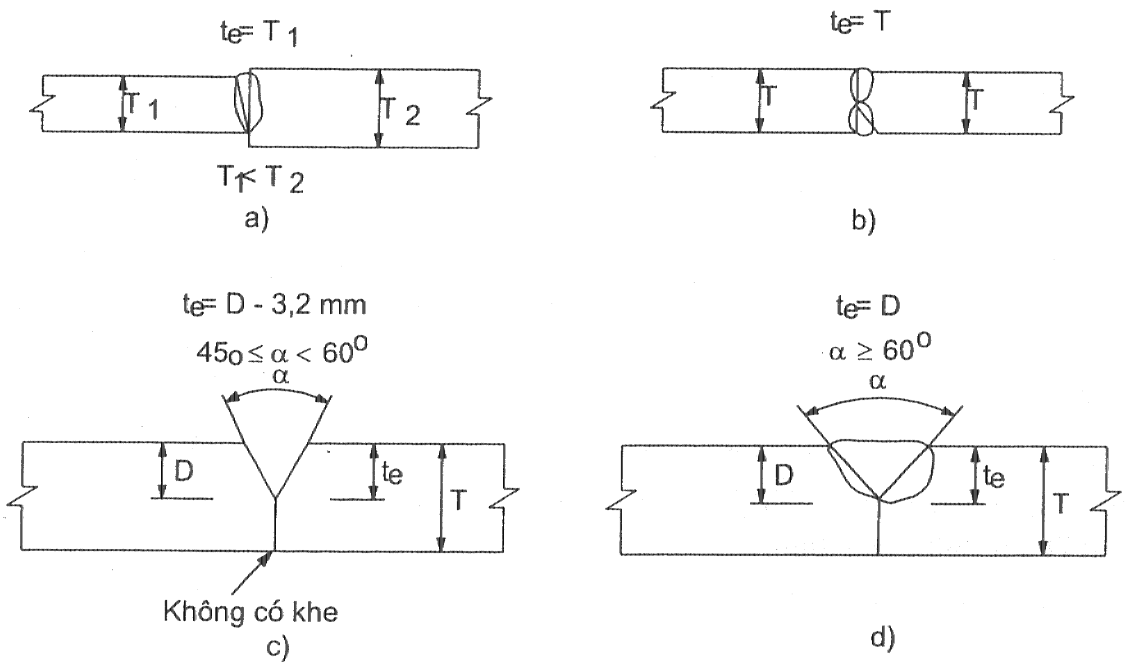
4.1.8. Quy cách mối hàn

4.1.8.1. Diện tích có hiệu của mối hàn

Cường độ của mối hàn được tính theo diện tích hữu hiệu của nó. Diện tích có hiệu của mối hàn rãnh hoặc hàn góc bằng chiều dài có hiệu nhân với chiều dày có hiệu t_e. Chiều dày có hiệu là khoảng cách nhỏ nhất từ đáy đến mặt mối hàn.

4.1.8.1.1. Đối với mối hàn rãnh

Khi mối hàn thấu suốt, bề dày có hiệu chính là bề dày của cấu kiện mỏng hơn, nghĩa là $t_e = T_1 < T_2$ (xem hình 4.14a). Với mối hàn không thấu suốt, bề dày có hiệu bằng hoặc nhỏ hơn bề sâu vát mép (xem hình 4.14b, c, d). Cụ thể, khi rãnh vách lệch hoặc chữ V với góc mở ở chân mối hàn nhỏ hơn 60^o nhưng không nhỏ hơn 45^o thì bề dày có hiệu bằng bề sâu rãnh trừ đi 3,2 mm; khi mở lớn hơn hoặc bằng 60^o thì lấy toàn bộ bề sâu vát mép.

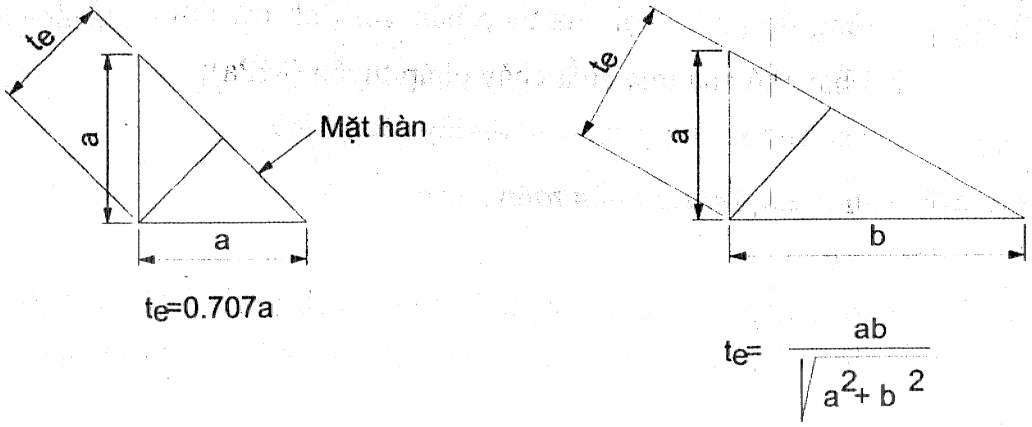


Hình 4.14. *Chiều dày có hiệu của mối hàn rãnh*

4.1.8.1.2. Đối với mối hàn góc

Bề dày có hiệu t_e chính là khoảng cách ngắn nhất từ chân đến mặt của mối hàn (xem hình 4.15a). Khi mối hàn có các cạnh bằng nhau và bằng a thì $t_e = 0,707a$. Khi không đối xứng hoặc không bằng nhau thì $t_e = ab/\sqrt{a^2 + b^2}$.

Khi hàn góc bằng phương pháp hồ quang chìm sẽ có chất lượng cao hơn nên t_e được lấy như sau: nếu mối hàn góc cạnh nhỏ hơn hay bằng 9,5 mm thì lấy bằng a; nếu cạnh lớn hơn 9,5 mm thì lấy bằng kích thước của bề dày theo lý thuyết cộng thêm 3 mm.



Hình 4.15. Chiều dày có hiệu của mối hàn góc

4.1.8.2. Kích thước của mối hàn góc

Chiều dày đường hàn góc phải có sức kháng lớn hơn hiệu ứng do tải trọng gây ra. Chiều dày lớn nhất của mối hàn góc dọc theo cạnh của liên kết được lấy như sau: nếu chiều dày bản nối nhỏ hơn 6 mm lấy bằng kích thước bản nối; nếu dày trên 6 mm thì lấy nhỏ hơn chiều dày bản nối 2 mm. Chiều dày nhỏ nhất của mối hàn góc lấy theo bảng 4.5. Chiều cao mối hàn không lớn hơn chiều dày nhỏ nhất của bản nối. Các đường hàn góc nhỏ hơn có thể do kỹ sư quyết định dựa trên khả năng chịu lực và nung nóng vật liệu khi hàn.

Bảng 4.5

Chiều dày thép cơ bản của bản nối mỏng hơn T (mm)	Chiều dày nhỏ nhất của đường hàn góc (mm)
T ≤ 20	6
T > 20	8

Chiều dài có hiệu nhỏ nhất của đường hàn góc phải lớn hơn 4 lần kích thước của nó và phải lớn hơn 40 mm.

4.1.9. Sức kháng tính toán của mối hàn

4.1.9.1. Mối hàn rãnh ngấu hoàn toàn

4.1.9.1.1. Kéo và nén

Sức kháng của mối hàn rãnh ngấu hoàn toàn chịu kéo hoặc nén vuông góc diện tích có hiệu hoặc song song với đường hàn được lấy bằng sức kháng tính toán của thép cơ bản.

4.1.9.1.2. Cắt

Sức kháng cắt phải lấy bằng trị số nhỏ hơn của sức kháng tính toán có cường độ lấy theo công thức (4.1) hoặc lấy 60% sức kháng tính toán của thép cơ bản chịu kéo:

$$R_r = 0,6 \times \phi_{el} \times F_{exx} \quad (4.1)$$

trong đó: F_{exx} - cường độ phân loại của thép hàn (MPa);

$0,6F_{exx}$ - cường độ phân loại của thép hàn khi tính cắt được lấy gần đúng bằng 2/3 hay 0.6 của ứng suất chảy pháp tuyến (MPa);

ϕ_{e1} - hệ số sức kháng của thép hàn lấy bằng 0,85.

4.1.9.2. Mối hàn ngấu không hoàn toàn

4.1.9.2.1 Kéo và nén

Sức kháng của mối hàn rãnh không ngấu hoàn toàn chịu kéo hoặc nén song song với đường hàn hoặc nén vuông góc với diện tích có hiệu được lấy bằng sức kháng tính toán của thép cơ bản.

Sức kháng tính toán của mối hàn rãnh không ngấu hoàn toàn chịu kéo vuông góc với diện tích có hiệu phải lấy giá trị nhỏ hơn giữa cường độ theo công thức (4.2) hoặc sức kháng tính toán của thép cơ bản:

$$R_r = 0,6 \times \phi_{e1} \times F_{exx} \tag{4.2}$$

trong đó: F_{exx} - cường độ phân loại của thép hàn (MPa);

ϕ_{e1} - hệ số sức kháng của thép hàn lấy bằng 0,80.

4.1.9.2.2. Cắt

Sức kháng cắt của liên kết hàn rãnh ngấu không hoàn toàn chịu cắt song song với trục đường hàn phải lấy bằng trị số nhỏ hơn của sức kháng tính toán của vật liệu liên kết hoặc sức kháng tính toán của thép hàn có cường độ:

$$R_r = 0,6 \times \phi_{e2} \times F_{exx} \tag{4.3}$$

với ϕ_{e2} là hệ số sức kháng của thép hàn lấy bằng 0,80.

4.1.9.3 Mối hàn góc

4.1.9.3.1 Kéo và nén

Sức kháng của mối hàn góc chịu kéo hoặc chịu nén song song với đường hàn lấy như sức kháng tính toán của thép cơ bản.

4.1.9.3.2 Cắt

Sức kháng tính toán của mối hàn góc trên diện tích có hiệu phải lấy nhỏ hơn giữa sức kháng tính toán của vật liệu cơ bản hoặc sức kháng tính toán của thép hàn có cường độ:

$$R_r = 0,6 \times \phi_{e2} \times F_{exx} \tag{4.4a}$$

với ϕ_{e2} là hệ số sức kháng của thép hàn lấy bằng 0,80.

Trong trường hợp tổng quát, lực tác dụng lên đường hàn góc theo phương bất kỳ, sức kháng tính toán của sẽ là:

$$R_r = 0,6 \times \phi_{e2} \times F_{exx} \left(1,0 + 0,50 \sin^{1,5} \theta\right) \tag{4.4b}$$

với θ là góc giữa phương tác dụng của lực và trục của đường hàn. Tuy nhiên, để đơn giản và thiên về an toàn, công thức (4.4a) có thể được dùng cho bất kỳ phương tác dụng của lực.

4.1.9.4 Sức kháng cắt và kéo

Liên kết cần được xem xét tất cả các mặt có thể bị phá hoại trong thanh và trong mối nối. Các bản trong mối nối bao gồm các bản song song và vuông góc với các lực đặt lên. Các mặt phẳng song song với lực tác dụng phải được xem xét chịu ứng suất cắt, các mặt vuông góc với lực tác dụng xem xét chịu ứng suất kéo.

Sức kháng tính toán của tổ hợp các mặt phẳng song song và thẳng góc phải được xác định bởi:

• Khi $A_{tn} \geq 0,58A_{vn}$

$$R_r = \phi_{bs}\left(0,58F_yA_{vg} + F_uA_{tn}\right) \tag{4.5}$$

• Khi $A_{tn} < 0,58A_{vn}$

$$R_r = \phi_{bs}\left(0,58F_yA_{vn} + F_uA_{tg}\right) \tag{4.6}$$

trong đó: A_{vg} - diện tích nguyên dọc theo mặt phẳng chịu ứng suất cắt (mm^2);

A_{vn} - diện tích thực dọc theo mặt phẳng chịu ứng suất cắt (mm^2);

A_{tg} - diện tích nguyên dọc theo mặt phẳng chịu ứng suất kéo (mm^2);

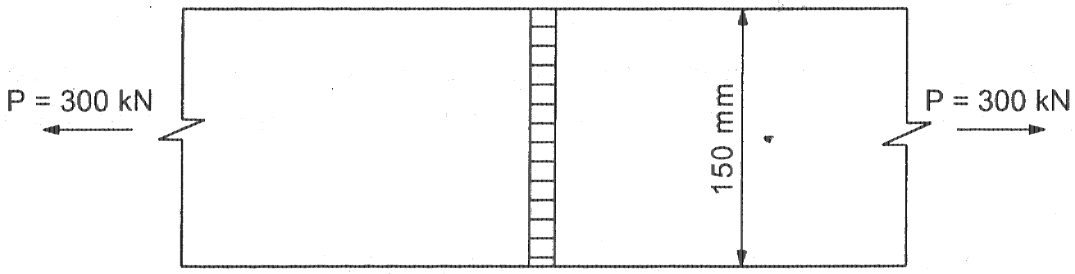
A_{tn} - diện tích thực dọc theo mặt phẳng chịu ứng suất kéo (mm^2);

F_y - cường độ chảy nhỏ nhất quy định của vật liệu liên kết (MPa);

F_u - cường độ kéo nhỏ nhất quy định của vật liệu liên kết (MPa) ;

ϕ_{bs} - hệ số sức kháng đối với cắt khối .

Ví dụ 4.1. Hãy chọn bề dày bản thép A50 (cấp 345) và que hàn cho phù hợp mối hãn rãnh chữ V trong hình 4.16.



Hình 4.16. *Ví dụ 4.1*

Ta chọn mối hàn ngấu hoàn toàn. Dùng que hàn E70XX bằng phương pháp hàn hồ quang bằng tay. Sức kháng đường hàn lấy bằng sức kháng thép cơ bản. Như vậy, ta dễ dàng thấy sức kháng tính toán là:

$$R_r = \phi_t F_y = 0,95 \times 345 = 327,8 \text{ (MPa)}$$

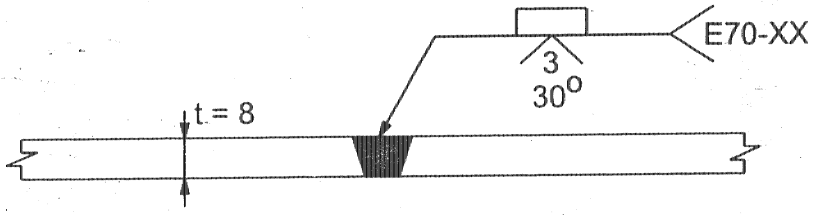
Diện tích hữu hiệu của mối hàn được tính:

$A_e = l \times t = 150t$ (mm^2) với t (mm) là bề dày của bản thép và của mối hàn;

Điều kiện kiểm tra mối hàn theo trạng thái giới hạn cường độ:

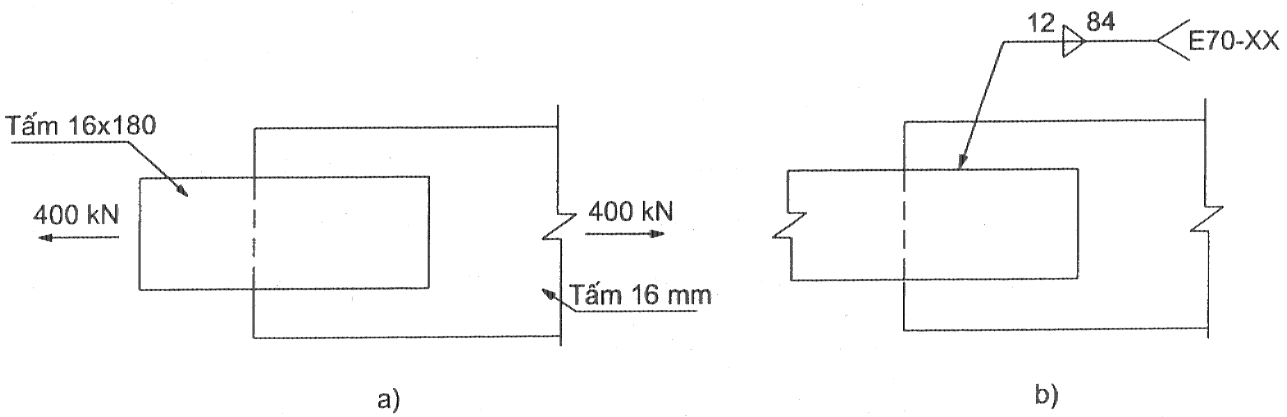
$$T \le A_e R_r \rightarrow 300 \le (150t) \times 327.8 \times 10^{-3} \rightarrow t \ge \frac{300 \times 10^3}{150 \times 327,8} = 6,1 \text{ (mm)}$$

Ta chọn $t = 8$ mm. Chi tiết mối hàn rãnh chữ V được thể hiện ở hình 4.17.



Hình 4.17. Kết quả ví dụ 4.1

Ví dụ 4.2. Xác định bề dày của mối hàn góc của liên kết chồng, dùng phương pháp hồ quang chìm SAW, thép A36 (cấp 250) được thể hiện ở hình 4.18a. Dùng que hàn E70XX.



Hình 4.18. Ví dụ 4.2

Theo bảng 4.5, khi chiều dày thép cơ bản của bản nối 16 mm nhỏ hơn 20 mm nên bề dày mối hàn góc tối thiểu là 6 mm. Hơn nữa, theo 4.1.8.2, khi bề dày bản thép 16 mm lớn hơn 6 mm nên bề dày tối đa của mối hàn là $16 - 2 = 14$ mm. Ta có thể chọn bề dày mối hàn 12 mm.

Khi hàn bằng hồ quang chìm và mối hàn góc có cạnh 12 mm nên chiều dày thực của mối hàn góc được lấy thêm 3 mm, tức là $t_e = 0,707 \times 12 + 3 = 11,5$ mm (theo 4.1.8.1.2).

Sức kháng cắt tính toán nhỏ nhất của thép cơ bản là sức kháng cắt chảy trên tiết diện nguyên tính trên một đơn vị chiều dài (bởi vì sức kháng cắt đứt lớn hơn)

$$P_r = \phi_v (0,6 F_y t) = 1,0 \times 0,6 \times 250 \times 16 = 2400 \text{ (N/mm)}$$

Sức kháng của mối hàn góc là:

$$R_r = 0,6 \times \phi_{e2} \times F_{exx} \times t_e = 0,6 \times 0,8 \times 480 \times 11,5 = 2644 \text{ (N/mm)}$$

Do đó, giá trị 2400 N/mm sẽ khống chế. Mối hàn góc được bố trí hai bên và song song với lực tác dụng với chiều dài có hiệu là l_e. Điều kiện kiểm tra là:

$$l_e = \frac{400 \times 10^3}{2400} \approx 168 \text{ (mm)}$$

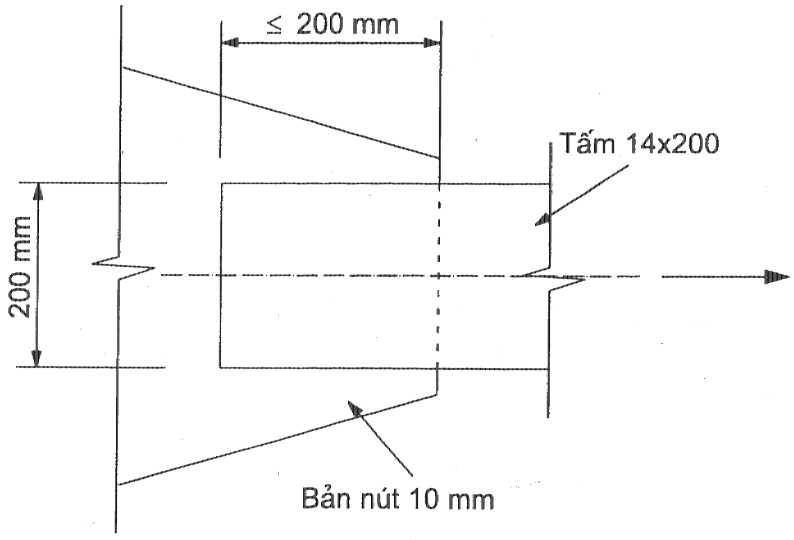
Tổng chiều dài đường hàn là 168 mm, mỗi bên 84 mm lớn hơn $4t = 4 \times 12 = 48$ (mm).

Cấu tạo đường hàn được thể hiện ở hình 4.18b.

Ví dụ 4.3. Một tấm thép 14 × 200 (mm) A36 (cấp 250) là phần tử chịu kéo và được liên kết với bản nút dày 10 mm như được thể hiện ở hình 4.19. Chiều dài liên kết không quá 200 mm. Hãy thiết kế đường hàn để phát triển đầy đủ sức kháng kéo của tấm P = 665 kN.

Sức kháng cắt tính toán của thép cơ bản là giá trị nhỏ nhất của sức kháng cắt chảy trên tiết diện nguyên tính trên một đơn vị chiều dài:

$$P_r = \phi_v \left(0,6F_y t\right) = 1,0 \times 0,6 \times 250 \times 16 = 2400 \text{ (N/mm)}$$



Hình 4.19. *Ví dụ 4.3*

và sức kháng cắt đứt trên tiết diện thực có hiệu:

$P_r = \phi_v \left(0,6F_u t\right) = 0,8 \times 0,6 \times 400 \times 16 = 3012$ (N/mm) (Giả thiết tấm thép được hàn ở tất cả các cạnh, $U = 1,0$, $A_e = A_g$).

Chiều dày thép nhỏ nhất thép cơ bản là 10 mm nên kích thước đường hàn tối thiểu là 6 mm và tối đa là $10 - 2 = 8$ mm. Ta có thể chọn 8 mm và bề dày tính toán là $0,707 \times 8 = 5,66$ (mm).

Sức kháng của mối hàn góc là:

$$R_r = 0,6 \times \phi_{e2} \times F_{exx} \times t_e = 0,6 \times 0,8 \times 480 \times 5,66 = 1303 \text{ (N/mm)}$$

Do đó, giá trị 1303 N/mm sẽ khống chế. Mối hàn góc được bố trí hai bên song song và vuông góc với lực tác dụng. Đầu tiên, giả thiết các đường hàn dọc và ngang này có cùng sức kháng, và do đó tổng chiều dài đường hàn yêu cầu sẽ là:

$L_{req} = \frac{655 \times 10^3}{1303} = 502,6$ (mm) lớn hơn chiều dài hai đường dọc 400 mm. Do vậy, các đường hàn cần phải bố trí cả đường hàn dọc và ngang. Ta thử chọn chiều dài đường hàn ngang là 200 mm, và hai đường hàn dọc 170 mm mỗi bên. Khi đó, cần kiểm tra sức kháng cắt khối của bản nút theo công thức (4.5) hoặc (4.6).

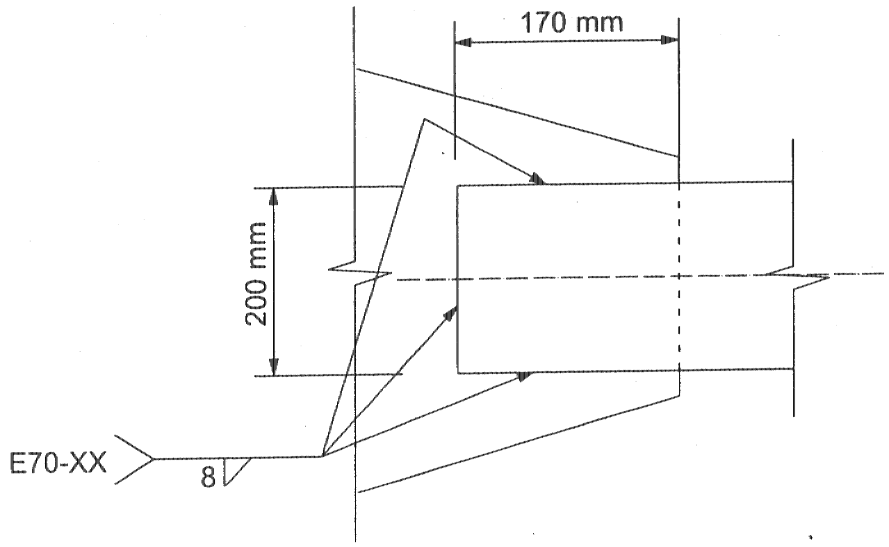
$$A_{vg} = A_{nv} = 2 \times 10 \times 170 = 3400 \ (mm^2)$$

$$A_{tn} = 200 \times 10 = 2000 \ (mm^2)$$

Vì $A_{tn} = 2000 \geq 0,58A_{vn} = 0,58 \times 3400 = 1912$, nên áp dụng công thức (4.5)

$$R_r = \phi_{bs}\left(0,58F_yA_{vg} + F_uA_{tn}\right) = 0,8\left(0,58 \times 250 \times 3400 + 400 \times 2000\right) \times 10^{-3} = 1034 \ (kN)$$

lớn hơn $P = 665$ kN. Cấu tạo liên kết được thể hiện ở hình 4.20.



Hình 4.20

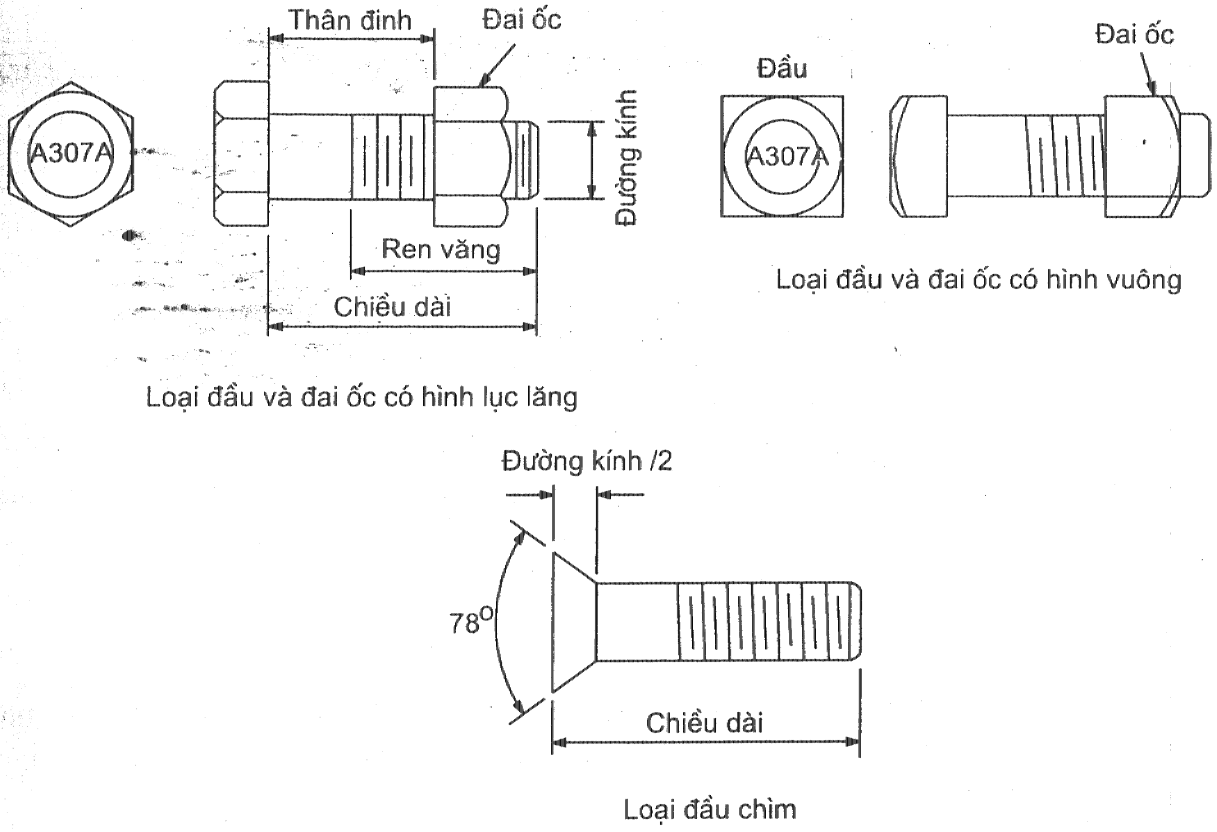
4.2. LIÊN KẾT BU LÔNG

Ngày nay, công tác lắp ráp cầu thép ngoài công trường chủ yếu sử dụng các loại liên kết bằng bu lông thường và bu lông cường độ cao thay thế cho liên kết đinh tán và hàn.

4.2.1. Bu lông thường

Bu lông thường được dùng chủ yếu trong các kết cấu nhẹ, kết cấu thứ yếu chịu tải trọng không lớn và tĩnh; đặc biệt không dùng cho liên kết chịu mỏi. Bu lông thường được làm bằng thép ít cacbon, ví dụ ASTM A307 có cường độ chịu kéo không nhỏ hơn 60 ksi (413 MPa). Bu lông thường có nhiều loại đầu và đai ốc như đầu dạng hình vuông, lục giác hoặc đầu chìm, như được thể hiện ở hình 4.21.

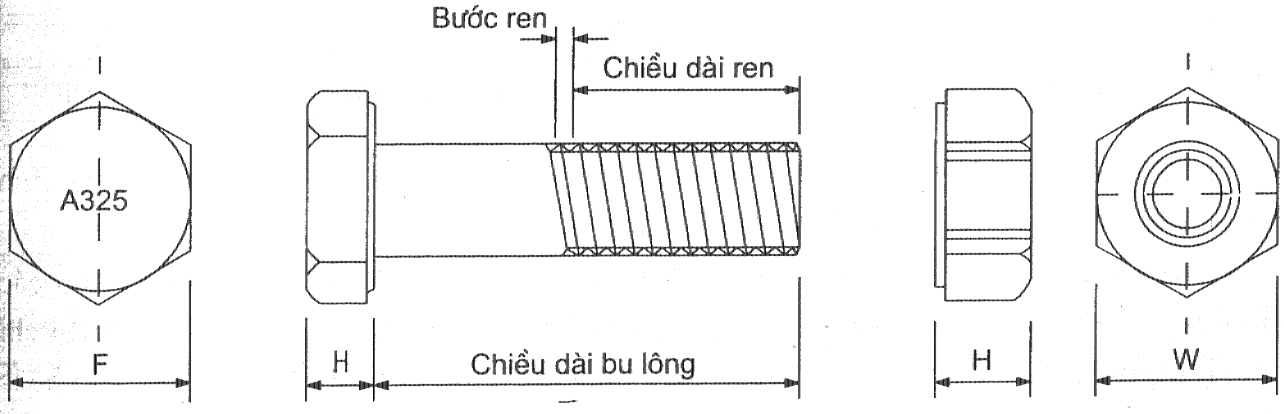
Nhược điểm của bu lông A307 là đai ốc có thể bị lỏng. Điều này có thể khắc phục được bởi vòng đệm hãm. Trong tương lai có thể dùng đai ốc hãm hoặc đường ren bị ép chặt nhưng loại này đắt hơn nhiều so với vòng đệm hãm.



Hình 4.21. *Cấu tạo bu lông thép ít cacbon A307. Đầu bu lông do nhà sản xuất quy định*

4.2.2. Bu lông cường độ cao

Bu lông cường độ cao thường làm bằng thép cacbon vừa, nhiệt luyện như A325 và thép hợp kim thấp A490. Mỗi loại được chỉ định bởi các nhà sản xuất đối với đầu và đai ốc như được thể hiện ở hình 4.22. Giá bu lông A490 đắt hơn từ 15-20% so với bu lông A325. Nói chung, bu lông cường độ cao đắt hơn ít nhất 10% bu lông thường.



Hình 4.22. *Bu lông cường cao với đầu và đai ốc*

Bu lông cường độ cao dùng cho liên kết chịu lực chính. Bảng 4.6 đưa ra nhiều kích cỡ bu lông cường độ cao. Tuy nhiên, trong bảng này liên kết chuẩn nhất áp dụng chủ yếu cho bu lông đường kính 19 và 22 mm. Thiết bị trong phân xưởng và lắp ráp nói chung hay dùng loại này và công nhân cũng đã quen chúng.

Bảng 4.6. Chiều dài ren cho bu lông cường độ cao

Đường kính bu lông (mm)	Chiều dài ren danh định (mm)	Độ lệch ren (mm)	Chiều dài tổng cộng ren (mm
13	25,4	4,8	30,2
16	31,8	5,6	37,2
19	35,0	6,4	41,4
22	38,1	7,1	45,2
26	44,5	7,9	52,3
28	50,8	8,6	59,4
32	50,8	9,7	60,5
35	57,2	11,2	68,3
38	57,2	11,2	68,3

Ngoài ra cũng dùng thép A449 tôi và ram cho bu lông lớn hơn 38 mm cho thanh có ren văng và bu lông neo. Các thép này có cường độ kéo thay đổi theo đường kính như được thể hiện trong bảng 4.7.

Bảng 4.7. Cường độ chảy và cường độ chịu kéo của bu lông

Tên thép theo ASTM	Đường kính bu lông in (mm)	Cường độ kéo tối thiểu ksi (kN/cm^2)	Cường độ chảy tối thiểu ksi (kN/cm^2)
Thép cacbon thấp A307	1/4 đến 4 (6,4 - 100.4)	60 (41)	-
Thép cường độ cao A325	1/2 đến 1 (12,7 - 25,4)	120 (82)	92 (64)
	$1^{1/8}$ đến $1^{1/2}$ (18,6 - 38,1)	105 (72)	81 (56)
Thép tôi và ram A449	$1^{3/4}$ đến 1 (6,4 - 76,2)	90 (64)	58 (40)
Thép hợp kim A490	1/2 đến $1^{1/2}$ (12,7 - 38,1)	150 (104)	130 (90)

Bu lông cường độ cao có cường độ chịu kéo nhỏ nhất 820 MPa cho các đường kính d = 16-27 mm và 724 MPa cho d = 30-36 mm.

Trong xây dựng cầu, cả liên kết bu lông cường độ cao và hàn có thể dùng cho các mối nối ngoài hiện trường nhưng chủ yếu là bu lông cường độ cao; còn liên kết hàn chỉ dùng trong các liên kết thứ yếu, không chịu hoạt tải và để liên kết các tấm mặt cầu hoặc các bộ phận không chịu lực chính. Bu lông cường độ cao có thể dùng cho các liên kết chịu ma sát hoặc ép mặt:

Liên kết chịu ma sát: các bản nối được giữ chặt lại với nhau bởi sự xiết chặt các bu lông, lực ép của bu lông cần đủ lớn để tạo ra ma sát khiến các bản thép không trượt được. Nó chịu được hoạt tải thường gây ứng suất đổi dấu hoặc tránh biến dạng trượt mối nối.

Liên kết chịu ép mặt: các bản nối bị ngăn cản dịch chuyển nhờ thân bu lông. Loại liên kết này chịu được tải trọng lớn hơn nhưng gây biến dạng lớn khi chịu ứng suất đổi dấu nên chỉ dùng nếu điều kiện cho phép. Trong cầu, mối nối bu lông chịu ép mặt không được dùng cho các liên kết chịu ứng suất đổi dấu và chỉ được dùng hạn chế các bộ phận chịu ứng suất một dấu và cho các bộ phận thứ yếu.

Liên kết chịu ma sát là đắt nhất vì nó yêu cầu mặt tiếp xúc của bản nối phải được làm sạch khỏi sơn, dầu mỡ và chất bẩn. Vì vậy, loại này chỉ yêu cầu dùng ở những nơi yêu cầu bản nút không được phép trượt hoặc nơi chịu ứng suất đổi dấu.

Các kích thước lỗ bu lông không được vượt quá các trị số trong bảng 4.8 và lỗ bu lông được phân thành các loại sau:

- Lỗ quá cỡ: có thể dùng trong mọi lớp liên kết của bu lông cường độ cao chịu ma sát. Không được dùng lỗ quá cỡ trong liên kết chịu ép mặt.
- Lỗ ô van ngắn: có thể dùng trong mọi lớp của liên kết ma sát hoặc ép mặt. Trong liên kết ma sát, cạnh ô van dài được dùng không cần chú ý đến phương tác dụng của tải trọng, nhưng trong liên kết chịu ép mặt thì cạnh dài ô van cần phải vuông góc với phương tác dụng tải trọng.
- Lỗ ô van dài: chỉ được dùng trong một lớp của liên kết ma sát và ép mặt. Trong liên kết ma sát, lỗ ô van dài không cần chú ý đến phương tác dụng của tải trọng nhưng trong liên kết chịu ép mặt thì cạnh dài ô van cần vuông góc với phương tác dụng của tải trọng.

Bảng 4.8

Đường kính bu lông d (mm)	Lỗ chuẩn đường kính (mm)	Lỗ quá cỡ đường kính (mm)	Lỗ ô van ngắn rộng × dài (mm)	Lỗ ô van dài rộng × dài (mm)
16	18	20	18×22	18×40
20	22	24	22×26	22×50
22	24	28	24×30	24×55
24	26	30	26×33	26×60
27	30	35	30×37	30×67
30	33	38	33×40	33×75
36	39	44	39×46	39×90

4.2.3. Các quy định đối với liên kết bu lông

4.2.3.1. Đường kính bu lông

Trong xây dựng và cầu đường sắt, đường kính nhỏ nhất của bu lông là 14 mm. Trong cầu ô tô, đối với phần tử chịu ứng suất tính toán thì đường kính bu lông nhỏ nhất là 20 mm; nhưng nói chung đường kính nhỏ nhất là 16 mm.

Các thép hình không cho phép dùng bu lông 16 mm nhưng có thể dùng cho các kết cấu chịu lực phụ như lan can, tay vịn.

Đường kính bu lông trên các thép góc chịu ứng suất tính toán không được lớn hơn 1/4 chiều rộng cánh thép góc. Các thép góc mà kích thước không yêu cầu xác định theo tính toán thì có thể dùng các loại đường kính 27 mm cho cánh thép góc 90 mm, tương tự 24 mm cho 75 mm, và 20 mm cho 64 mm. Trong cầu ô tô có thể dùng thêm đường kính 16 mm cho cánh thép góc 50 mm.

4.2.3.2. Đường kính lỗ

Tiêu chuẩn yêu cầu đường kính lỗ lớn hơn đường kính danh định bu lông là 2 mm. Lỗ bu lông có thể được đột hoặc khoan. Đột dập thường có tính kinh tế cao. Để tránh ảnh hưởng quá lớn đến vật liệu xung quanh lỗ, các tiêu chuẩn giới hạn bề dày lớn nhất của vật liệu khi bị đột dập hoàn toàn và được tóm tắt ở bảng 4.9.

Bảng 4.9. Bề dày vật liệu lớn nhất cho lỗ bị đột dập

	AISC	AASHTO	AREMA
Thép A36	d + 3 mm	20 mm	24 mm
Thép cường độ cao	d + 3 mm	16 mm	20 mm
Thép tôi nhúng	13 mm	13 mm	

Trong ngành xây dựng, đối với vật liệu dày hơn thì lỗ có thể khoan hoặc đột rồi khoan mở rộng. Đối với lỗ có khoan mở rộng thì đường kính lỗ trước đó nên lấy nhỏ hơn đường kính danh định bu lông ít nhất 2 mm.

Trong cầu ô tô, khi vật liệu không nằm trong giới hạn bảng 4.9 thì lỗ nên được khoan mở rộng hoặc khoan hoàn toàn. Tất cả các liên kết hiện trường và các mối nối hiện trường của các phần tử chính của dàn, vòm, dầm liên tục, kết cấu cong, tháp, dầm bản và khung đặc mà có giới hạn về bề dày thì lỗ nên được đột dập đường kính nhỏ hơn sau đó khoan mở rộng khi lắp ráp hoặc khoan hoàn toàn thông qua bản thép mẫu. Đường kính lỗ trước khi khoan mở rộng nhỏ hơn đường kính danh định bu lông là 5 mm.

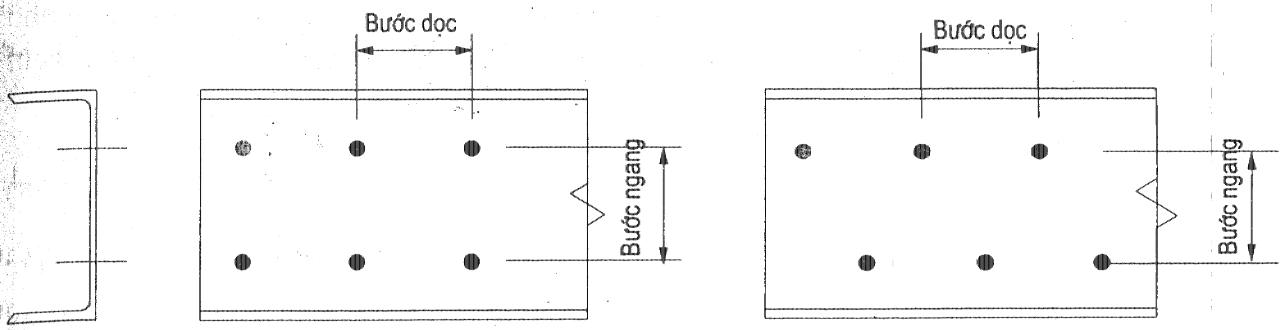
4.2.3.3. Số lượng bu lông tối thiểu

Trong xây dựng, các liên kết chịu ứng suất tính toán phải được thiết kế ít nhất một lực 27 kN. Trong cầu ô tô, các liên kết không kể lan can, tay vịn ít nhất có hai bu lông. Sườn nối chịu cắt ít nhất có hai hàng bu lông ở mỗi bên mối nối. Trong cầu xe lửa, các liên kết có ít nhất ba bu lông trên một mặt nối liên kết.

4.2.3.4. Khoảng cách bu lông

Ta cần phân biệt bước dọc và ngang của bu lông, như được thể hiện ở hình 4.23:

- Bước dọc là khoảng cách giữa tim đến tim bu lông dọc theo chiều ứng suất chính. Nếu có hai hàng bu lông thì bước dọc có thể là khoảng cách giữa hai bu lông liên tiếp trong một hàng hoặc là khoảng cách giữa bu lông của hàng này đến bu lông gần nhất của hàng kia tính theo đường song song các hàng bu lông.



Hình 4.23. *Bước dọc và ngang của bu lông*

- Bước ngang là khoảng cách giữa hai hàng bu lông liền nhau hoặc là khoảng cách từ lưng thép góc hoặc thép hình khác đến hàng bu lông đầu tiên trên một mặt nối liên kết.

4.2.3.4.1. Khoảng cách tối thiểu

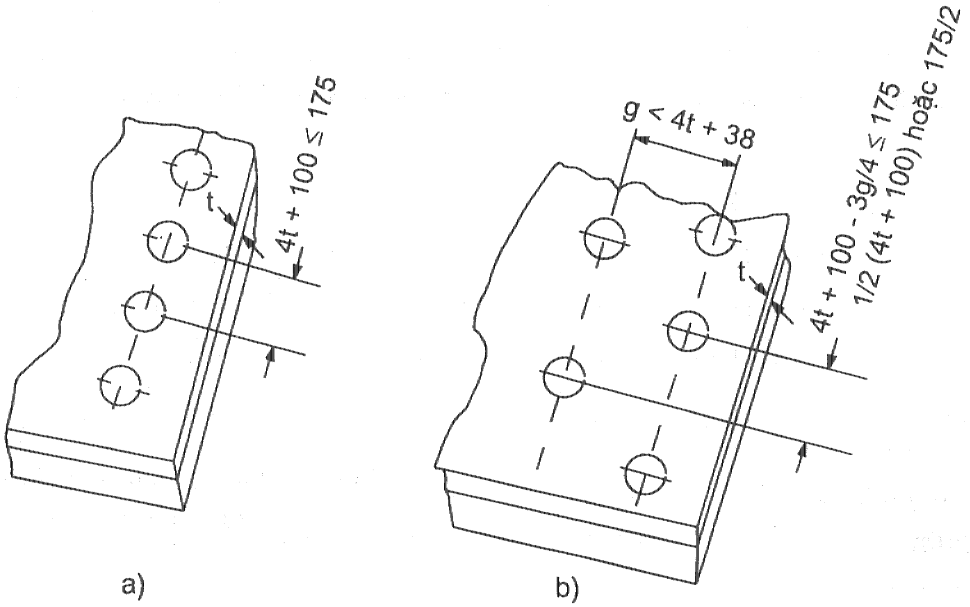
Khoảng cách nhỏ nhất từ tim đến tim bu lông không được nhỏ hơn ba lần đường kính bu lông (đối với lỗ chuẩn). Đối với tiêu chuẩn AISC cho phép gấp $2^{2/3}$ lần đường kính bu lông. Khi dùng bu lông có lỗ quá cỡ hoặc lỗ ô van thì khoảng cách tĩnh tối thiểu giữa hai mép lỗ kề nhau theo hướng truyền lực hoặc vuông góc với hướng lực không được nhỏ hơn hai lần đường kính bu lông.

4.2.3.4.2 Khoảng cách tối đa

Để đảm bảo ép xít mối nối và chống ẩm cần phải quy định khoảng cách tối đa. Tiêu chuẩn AASHTO yêu cầu khoảng cách hàng bu lông đơn ngoài cùng kề với cạnh tự do của bản nối hay thép hình, xem hình 4.24a, phải thỏa mãn:

$$S \le (100 + 4t) \le 175\,(\text{mm}) \qquad (4.7)$$

với t là chiều dày nhỏ hơn của bản nối hay thép hình (mm).



Hình 4.24. *Khoảng cách tối đa của bu lông*

Nếu có một hàng thứ hai bố trí đều so le với hàng gần mép tự do có khoảng cách nhỏ hơn $g < 38 + 4t$ (mm) thì cự ly so le S giữa hai hàng bu lông đó phải thỏa mãn, xem hình 4.24b:

$$S \le 100 + 4t - \frac{3}{4}g \le 175 \text{ (mm)} \quad (4.8)$$

với g là khoảng cách ngang giữa hai bu lông (mm). Khoảng cách so le S theo công thức (4.8) không được nhỏ hơn 1/2 khoảng cách yêu cầu cho một hàng đơn xác định ở công thức (4.7).

Theo tiêu chuẩn AISC, liên kết bu lông dùng trong thép không sơn yêu cầu giới hạn bước bu lông là 14 lần bề dày bản thép nhỏ nhất nhưng không quá 175 mm.

4.2.3.5. Bước dọc lớn nhất của bu lông trong thanh ghép

Các bu lông ghép dùng để liên kết các bộ phận của thanh mà mặt cắt ngang của nó có hai hay nhiều bản hoặc thép hình ghép lại với nhau.

Đối với thanh chịu nén, bước dọc bu lông ghép không quá $12t$, khoảng cách ngang giữa các hàng bu lông kề nhau không vượt quá $24t$, và bước dọc so le giữa hai hàng so le phải thỏa mãn:

$$S \le 15t - \frac{3}{8}g \le 12t \quad (4.9)$$

Đối với thanh chịu kéo, bước dọc của các bu lông không vượt quá 2 lần quy định cho thanh chịu nén, khoảng cách ngang cho thanh chịu kéo không vượt quá $24t$, và bước dọc lớn nhất của bu lông trong các thanh ghép vẫn phải tuân theo khoảng cách tối đa được trình bày ở phần 4.2.3.4.2.

4.2.3.6. Bước dọc lớn nhất của bu lông ở đầu thanh chịu nén

Bước dọc bu lông liên kết các bộ phận thanh chịu nén (bu lông đầu thanh) không vượt quá 4 lần đường kính bu lông trên chiều dài bằng 1,5 lần chiều rộng lớn nhất của thanh. Ngoài đoạn trên, bước bu lông có thể tăng dần trên chiều dài bằng 1,5 lần chiều rộng lớn nhất của thanh cho đến khi đạt được bước lớn nhất theo công thức (4.9).

4.2.3.7. Khoảng cách bu lông đến mép

Khoảng cách nhỏ nhất từ lỗ bu lông đến bất kỳ các mép thanh được quy định trong bảng 4.10 và 4.11. Khoảng cách đầu mút lớn nhất sẽ là khoảng cách mép lớn nhất không lớn hơn 8 lần chiều dày của bản nối mỏng nhất hay 125 mm.

Bảng 4.10. Khoảng cách tối thiểu từ mép đến bu lông dùng trong nhà cửa

Đường kính bu lông d (mm)	Mép cắt (mm)	Mép cán của tấm thép hoặc thép hình hoặc cắt mép bằng hơi (mm)
16	28	22
20	34	26

Bảng 4.10 (tiếp theo)

Đường kính bu lông d (mm)	Mép cắt (mm)	Mép cán của tấm thép hoặc thép hình hoặc cắt mép bằng hơi (mm)
22	38	28
24	42	30
27	48	34
30	52	38
36	64	46

Bảng 4.11. Khoảng cách tối thiểu từ mép đến bu lông dùng trong cầu

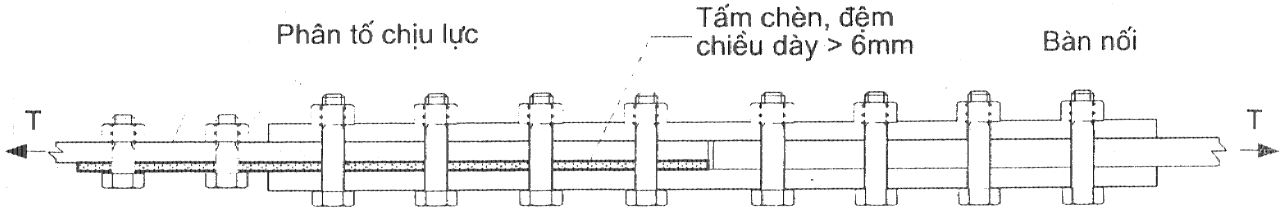
Đường kính bu lông in (mm)	Mép cắt hoặc cắt bằng lửa		Trong biên dầm hoặc thép máng		Ở các mép cán hoặc mép bào	
	Ô tô	Đường sắt	Ô tô	Đường sắt	Ô tô	Đường sắt
1/2 (14)		7/8 (22)		5/8 (16)		3/4 (20)
5/8 (16)	$1^{1/8}$ (28)	$1^{1/8}$ (28)	7/8 (22)	13/16 (20)	1 (26)	15/16 (24)
3/4 (20)	$1^{1/4}$ (34)	$1^{5/16}$ (34)	1 (26)	15/16 (24)	$1^{1/8}$ (28)	$1^{1/8}$ (28)
7/8 (24)	$1^{1/2}$ (38)	$1^{1/2}$ (38)	$1^{1/8}$ (28)	$1^{1/8}$ (28)	$1^{1/4}$ (34)	$1^{1/4}$ (34)
> 1 (26)	$1^{3/4}$ (42)	$1^{3/4}$ d	$1^{1/4}$ (34)	$1^{1/4}$ d	$1^{1/2}$ (38)	$1^{1/2}$ d

4.2.4. Tấm đệm

Tấm đệm được bố trí vào khe hở giữa bản nút hay bản nối với thanh chịu lực để bịt kín khe hở giữa chúng (xem hình 4.25 và 4.26).

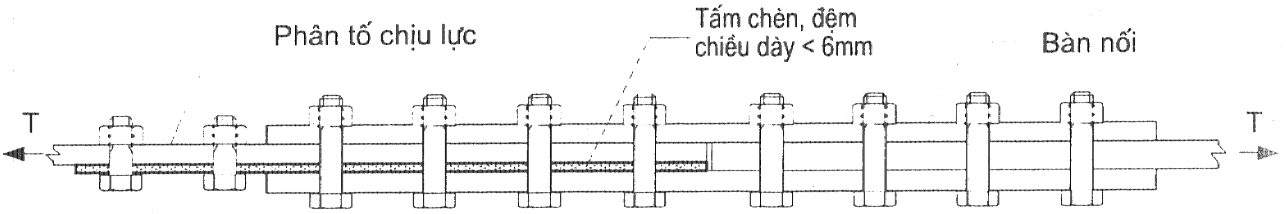
Trong liên kết hàn khi tấm đệm dày không nhỏ hơn 6 mm phải kéo dài quá mép bản nối và hàn liền với thanh cần nối. Mối hàn có khả năng truyền lực đến bản nút qua mặt tiếp xúc của tấm đệm như một lực lệch tâm. Mối hàn nối bản nút với tấm đệm phải truyền lực vào bản nút và cần đủ chiều dài để chịu lực. Nếu tấm mỏng hơn 6 mm thì không cần phải kéo qua bản nút.

Trong liên kết bu lông thường, mối nối chịu ép mặt, bu lông chịu lực gián tiếp qua tấm đệm. Khi tấm đệm dày hơn 6 mm thì phải được kéo dài quá mép bản nút. Đoạn kéo dài này được liên kết bằng bu lông với số lượng đủ để truyền lực của thanh qua tấm đệm (xem hình 25). AASHTO yêu cầu các tấm đệm dày hơn 6 mm, trừ liên kết ma sát, qua đó bu lông chịu lực phải kéo dài qua bản nút. Đoạn kéo dài đủ để bố trí bu lông chịu ứng suất trong tấm đệm, ứng suất này được tính bằng tổng tải trọng trong thanh chia cho diện tích tiết diện ngang liên hợp giữa thanh và tấm đệm. Số lượng tấm đệm dày hơn 6 mm không quá hai tấm. Nếu tấm đệm mỏng hơn 6 mm thì không phải kéo qua bản nút (xem hình 4.26).



Hình 4.25. Mối nối bu lông thường có tấm chèn, đệm dày >6mm

Trong liên kết bu lông cường độ cao truyền lực qua ma sát thì không cần kéo dài tấm đệm qua bản nút và không phải bố trí thêm bu lông (xem hình 4.26).

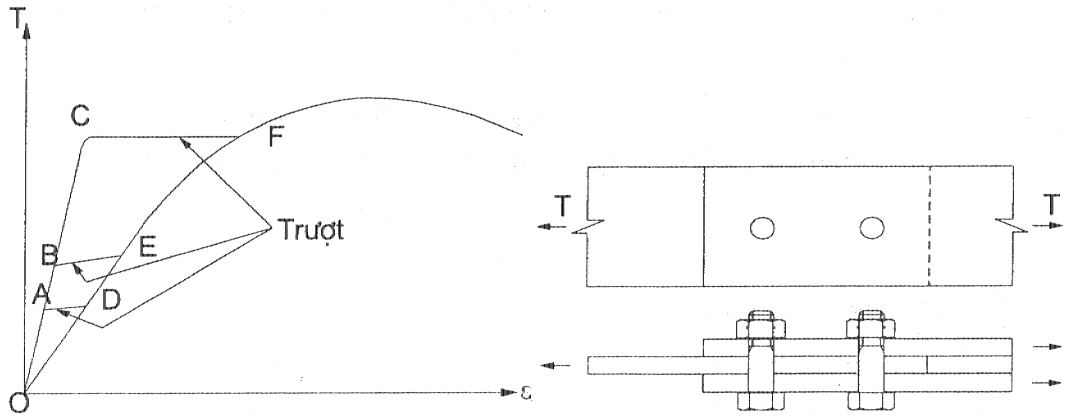


Hình 4.26. Mối nối bu lông thường có tấm đệm dày < 6mm hoặc bu lông cường độ cao

4.2.5. Sự làm việc và các dạng phá hoại của liên kết bu lông

4.2.5.1. Sự làm việc của liên kết bu lông

Sự làm việc của liên kết bu lông chịu kéo được mô tả ở hình 4.27. Khi mới đặt tải, lực truyền tải trọng từ phần tử này sang phần tử kia nhờ sự ma sát giữa các mặt tiếp xúc. Đến một giá trị nào đó sẽ xảy ra sự trượt (A, B hoặc C) tùy thuộc độ lớn lực xiết và sự ma sát trên mặt tiếp xúc. Sau khi trượt tải trọng được truyền từ phần tử này sang phần tử kia bằng sự tỳ ép của bu lông lên thành lỗ và bằng sự cắt bu lông tại mặt trượt. Từ sự làm việc đó, người ta phân ra hai loại liên kết:



Hình 4.27. Sự làm việc của liên kết bu lông

- Liên kết tỳ ép là tải trọng được truyền bằng sự cắt và ép bu lông sau khi trượt.
- Liên kết không trượt còn gọi là liên kết ma sát, tức là khi bu lông cường độ cao được xiết đến một lực nhất định đủ lớn để tạo ra lực ép lớn và ma sát giữa các bề mặt tiếp xúc, lực truyền vào nhỏ hơn lực có thể gây ra sự trượt nên sẽ không có trượt. Như vậy, liên kết chỉ truyền bằng lực ma sát giữa các mặt tiếp xúc. Loại

này dùng cho các mối nối có ứng suất thay đổi, va chạm, rung động và không được phép trượt.

Phương pháp vặn tùy theo loại liên kết. Trong liên kết tỳ ép, bu lông được xiết đến mức khít chặt. Đó là độ chặt khi mọi bản thép trong liên kết được sát chặt vào nhau. Muốn vậy, một công nhân bình thường có thể dùng hết sức để quay một cờ lê chuẩn. Trong liên kết không trượt, ta phải xiết đến lực căng quy định. AISC yêu cầu lực xiết trước phải bằng 70% lực kéo tối thiểu được cho trong bảng 4.12.

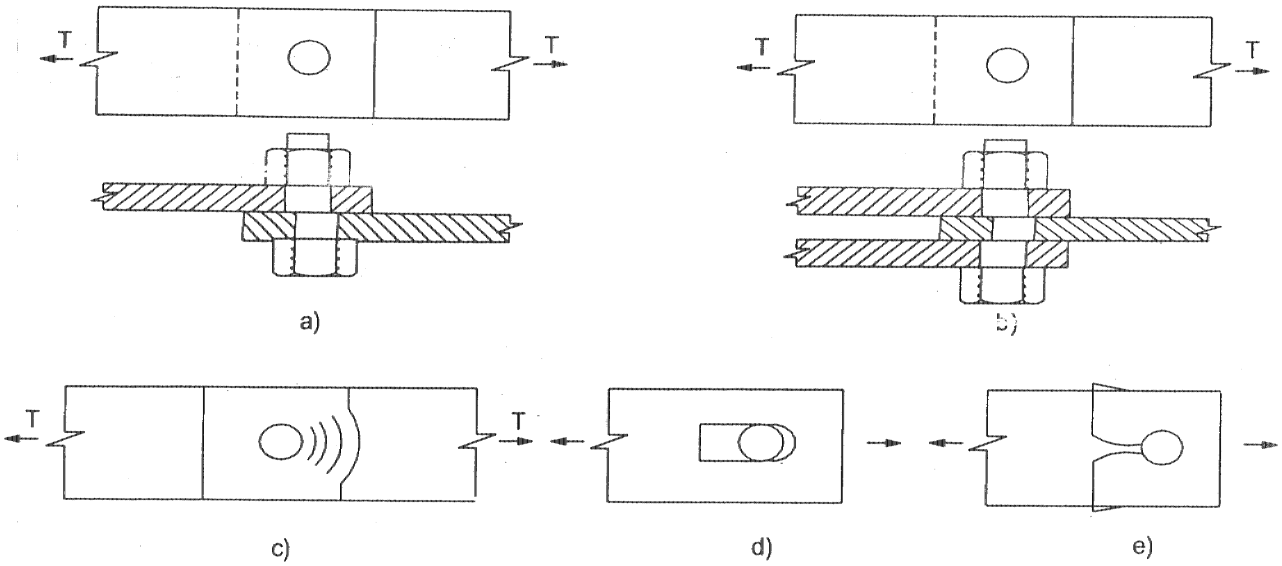
Bảng 4.12

Đường kính		Thép A325	Thép A490
in	mm	kN	kN
1/2	13	53	67
5/8	16	85	107
3/4	19	125	156
7/8	22	173	218
1	26	227	285
$1^{1/8}$	28	249	356
$1^{1/4}$	32	316	454
$1^{3/8}$ (38)	35	378	538
$1^{1/2}$ (42)	38	458	658

4.2.5.2. Các dạng phá hoại của liên kết bu lông

Cả hai liên kết tỳ ép (dùng cho bu lông thường và bu lông cường độ cao) và liên kết không trượt (chỉ dùng cho bu lông cường độ cao) đều được chọn kích thước trên cơ sở chịu cắt tại tiết diện nguyên của bu lông, nghĩa là độ bền của liên kết khi truyền qua mặt cắt giữa các cấu kiện thép là như nhau. Tuy nhiên, trong liên kết tỳ ép tải trọng cho phép so với tải trọng làm việc tạo ra một khoảng an toàn chống phá hoại; còn trong liên kết không trượt thì tạo ra một khoảng an toàn không trượt. Các kiểu phá hoại có thể xảy ra trong liên kết bu lông truyền lực vuông góc với thân bu lông như sau:

- Hình 4.28a, b mô tả sự phá hủy do cắt. Khi đó bu lông bị cắt dọc theo mặt phẳng trượt; nó có thể cắt một hoặc hai mặt.
- Hình 4.28c mô tả sự phá hủy do ép. Bản thép bị phá hủy thành lỗ gây ra sự ép giữa thành lỗ và thân bu lông.
- Hình 4.28d, e mô tả sự phá hủy về rách. Sự phá hủy trong bản thép giữa lỗ và mép bản thép do sự cắt theo phương của lực và vuông góc với lực. Sự phá hủy sẽ không xảy ra nếu như bu lông được cách mép biên của bản thép một khoảng khá xa.



Hình 4.28. Các dạng phá hoại của liên kết bu lông

4.2.6. Sức kháng tính toán của bu lông

4.2.6.1. Sức kháng cắt

Sức kháng cắt danh định của bu lông cường độ cao hoặc bu lông A 307 ở trạng thái giới hạn cường độ trong các mối nối mà chiều dài giữa các bu lông xa nhất song song với phương tác dụng lực nhỏ hơn 1270 mm được lấy như sau:

- Khi đường ren nằm ngoài mặt cắt:

$$R_n = 0,48 A_b \times F_{ub} \times N_s \qquad (4.10)$$

- Khi đường ren nằm trong mặt cắt:

$$R_n = 0,38 A_b \times F_{ub} \times N_s \qquad (4.11)$$

trong đó: A_b - diện tích bu lông theo đường kính danh định (mm^2). Trong công thức (4.11), diện tích được lấy là diện tích tại chân ren và lấy bằng 0,75 diện tích nguyên nên hệ số $0,38 \approx 0,75 \times 0,48$;

N_s - số mặt phẳng chịu cắt của bu lông;

F_{ub} - cường độ chịu kéo nhỏ nhất của bu lông (MPa) được lấy ở bảng 4.7.

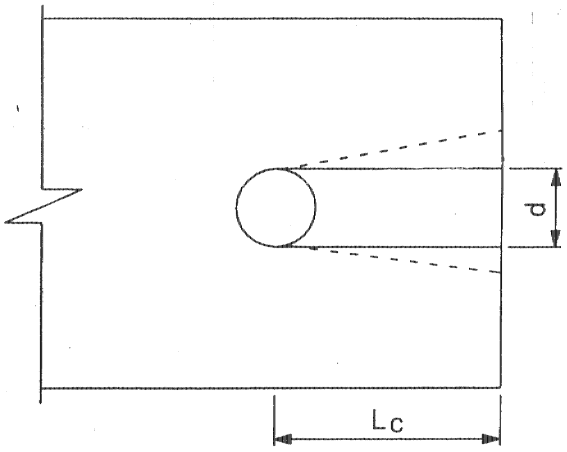
Sức kháng danh định của bu lông trong các mối nối dài hơn 1270 mm phải lấy 0,8 lần giá trị công thức (4.10) và (4.11).

Đối với các bu lông A307, lực cắt dựa vào công thức (4.11). Khi chiều dày tập bản nối của một bu lông A307 lớn hơn 5 lần đường kính thì sức kháng danh định sẽ giảm đi 1% cho mỗi 1,5 mm chiều dày vượt quá 5 lần đường kính đó.

4.2.6.2. Sức kháng ép mặt

Trong liên kết chịu ép mặt, các bu lông ngoài chịu cắt còn chịu ép mặt khi các bản nối tỳ vào bu lông. Sự phá hủy này liên quan đến sự biến dạng xung quanh lỗ bu lông. Quy luật biến đổi ứng suất ép này rất phức tạp và khó xác định. Tuy nhiên, nhằm mục

đích đơn giản hóa để thiết kế, sự phân bố ứng suất được giả thiết là đều trên diện tích chữ nhật đi qua đường kính thân bu lông. Cường độ chịu ép là lực đặt vào cạnh lỗ để xé rách bản thép. Mặt phá hủy dọc theo đường chấm chấm như thể hiện trên hình 4.29 nhưng được thay bằng đường liền nét và cũng thiên về an toàn.



Hình 4.29. *Sơ đồ tính toán chịu ép của bu lông*

Diện tích ép mặt có hiệu của bu lông bằng đường kính nhân với chiều dày bản nối. Chiều dày có hiệu của nối có lỗ bu lông đầu chìm lấy bằng chiều dày bản nối trừ đi 1/2 chiều cao của lỗ khoét miệng loe.

Đối với các lỗ chuẩn, lỗ quá cỡ, lỗ ô van ngắn chịu tác dụng lực theo mọi phương và lỗ ô van dài song song với lực tác dụng thì sức kháng danh định của các lỗ bu lông bên trong và ở đầu thanh trong trạng thái giới hạn về cường độ lấy như sau:

- Khi khoảng cách tĩnh giữa các bu lông không nhỏ hơn 2d và khoảng cách tĩnh từ lỗ đến đầu thanh không nhỏ hơn 2d:

$$R_n = 2,4d \times t \times F_u \tag{4.12}$$

- Khi khoảng cách tĩnh giữa các bu lông nhỏ hơn 2d và khoảng cách tĩnh từ lỗ đến đầu thanh nhỏ hơn 2d:

$$R_n = 1,2L_c \times t \times F_u \tag{4.13}$$

Đối với các lỗ ô van dài vuông góc với lực tác dụng thì sức kháng danh định được lấy như sau:

- Khi khoảng cách tĩnh giữa các bu lông không nhỏ hơn 2d và khoảng cách tĩnh từ lỗ đến đầu thanh không nhỏ hơn 2d:

$$R_n = 2,0d \times t \times F_u \tag{4.14}$$

- Khi khoảng cách tĩnh giữa các bu lông nhỏ hơn 2d và khoảng cách tĩnh từ lỗ đến đầu thanh nhỏ hơn 2d:

$$R_n = L_c \times t \times F_u \tag{4.15}$$

trong đó: d - đường kính danh định của bu lông (mm);

t - chiều dày nhỏ nhất của bản nối (mm);

L_c - khoảng cách tĩnh giữa các lỗ hoặc giữa lỗ đến đầu thanh theo phương tác dụng lực (mm);

F_u - cường độ chịu kéo của vật liệu liên kết và được tra bảng 2.1.

4.2.6.3. Sức kháng trượt

Sức kháng trượt danh định của bu lông trong liên kết ma sát được tính:

$$R_n = K_h \times K_s \times N_s \times P_t \quad (4.16)$$

trong đó: N_s - số mặt ma sát cho mỗi bu lông;

P_t - lực căng tối thiểu yêu cầu trong bu lông, được quy định trong bảng 4.13;

K_h - hệ số kích thước lỗ, được quy định trong bảng 4.14;

K_s - hệ số điều kiện bề mặt quy định trong bảng 4.15.

Bảng 4.13. Lực căng tối thiểu yêu cầu của bu lông P_t

Đường kính bu lông d (mm)	Lực kéo yêu cầu (kN)	
	M164 (A325M)	M325 (A490M)
16	91	114
20	142	179
22	176	221
24	205	257
27	267	334
30	326	408
36	475	595

Bảng 4.14. Các trị số K_h

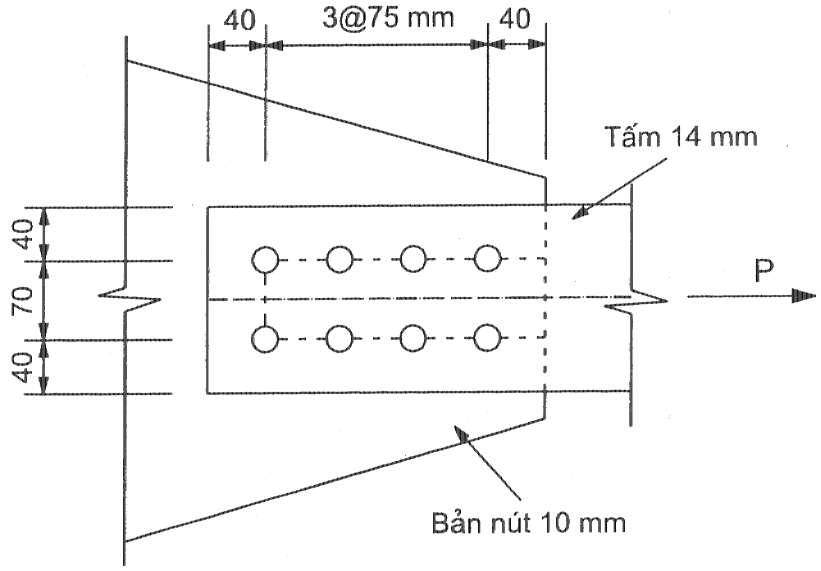
Loại lỗ	K_h
Cho các lỗ tiêu chuẩn	1,0
Cho các lỗ quá cỡ và ô van ngắn	0,85
Cho các lỗ ô van dài vuông góc với phương của lực	0,70
Cho các lỗ ô van dài song song với phương của lực	0,60

Bảng 4.15. Các trị số K_s

Loại bề mặt	K_s	Diễn giải
Cho bề mặt loại A	0,33	Loại A: làm sạch các lớp cấu bẩn, không sơn và các bề mặt làm sạch bằng thối với lớp phủ loại A.
Cho bề mặt loại B	0,50	Loại B: các bề mặt không sơn làm sạch bằng thổi với lớp phủ loại B.
Cho bề mặt loại C	0,33	Loại C: bề mặt mạ kẽm nóng làm nhám bằng bàn chải sắt sau khi mạ.

Đối với liên kết bu lông không được phép trượt, sức kháng của một bu lông là giá trị nhỏ nhất của sức kháng cắt, sức kháng ép mặt và sức kháng trượt, và thông thường sức kháng trượt của bu lông sẽ khống chế.

Ví dụ 4.4. Tính toán sức kháng bu lông cường độ cao của liên kết được thể hiện ở hình 4.30. Bu lông loại M325 có đường kính 22 mm. Liên kết không được phép trượt. Cấp thép là 250.



Hình 4.30. *Ví dụ 4.4*

Sức kháng của một bu lông là giá trị nhỏ nhất của sức kháng cắt, sức kháng ép mặt và sức kháng trượt.

Sức kháng cắt danh định được xác định theo công thức (4.10), trong đó cường độ chịu kéo của bu lông A325 lấy ở bảng 4.7 $F_{ub} = 820$ MPa, đường ren nằm trong mặt phẳng cắt và tính cho một mặt cắt:

$$R_n = 0,38A_b \times F_{ub} \times N_s = 0,38 \times \frac{\pi}{4} \times 22^2 \times 820 \times 1 \times 10^{-3} = 118,4 \text{ (kN)}$$

và sức kháng có hệ số của bu lông chịu cắt được tính bởi:

$$R_r = \phi_s R_n = 0,80 \times 118,4 = 94,7 \text{ (kN)}$$

Sức kháng ép mặt danh định được xác định theo công thức (4.12), trong đó cường độ chịu kéo của thép $F_u = 400$ MPa và $t = 10$ mm là bề dày nhỏ nhất của thép liên kết:

$$R_n = 2,4d \times t \times F_u = 2,4 \times 22 \times 10 \times 400 \times 10^{-3} = 211,2 \text{ (kN)}$$

và sức kháng có hệ số của bu lông chịu ép mặt được tính với $\phi_{bb} = 0,80$ là:

$$R_r = \phi_{bb} R_n = 0,8 \times 211,2 = 169 \text{ (kN)}$$

Sức kháng trượt danh định của bu lông cường độ cao (ma sát một mặt) được xác định bằng công thức (4.16), trong đó $P_t = 221$ kN (tra bảng 4.13), $K_h = 1,0$ đối với lỗ bu lông tiêu chuẩn (tra bảng 4.14), và $K_s = 0,33$ đối với bề mặt loại A (tra bảng 4.15):

$$R_n = K_h \times K_s \times N_s \times P_t = 1,0 \times 0,33 \times 1,0 \times 221 \times 10^{-3} = 72,9\ (kN)$$

Do đó, sức kháng có hệ số của bu lông sẽ là

$$R_r = \phi_s R_n = 0,80 \times 72,9 = 58,3\ (kN)$$

Vì vậy, sức kháng bu lông tính toán là 58,3 kN.

4.2.6.4. Sức kháng kéo

Các bu lông cường độ cao chịu lực dọc trục phải được căng đến lực quy định trong bảng 4.13. Lực kéo đặt lên phải được lấy theo ngoại lực tính toán cộng với bất kỳ lực kéo nào do tác dụng nhổ lên gây ra bởi sự biến dạng của các phần tử liên kết. Sức kháng kéo danh định của bu lông, độc lập với sự xiết chặt ban đầu, được lấy như sau:

$$T_n = 0,76 A_b \times F_{ub} \qquad (4.17)$$

trong đó: A_b - diện tích bu lông theo đường kính danh định (mm^2);

F_{ub} - cường độ chịu kéo nhỏ nhất được tra bảng 4.7 (MPa).

4.2.6.5. Lực kéo do tác dụng nhổ lên

Lực kéo do tác dụng nhổ lên phải lấy như sau (xem hình 4.31):

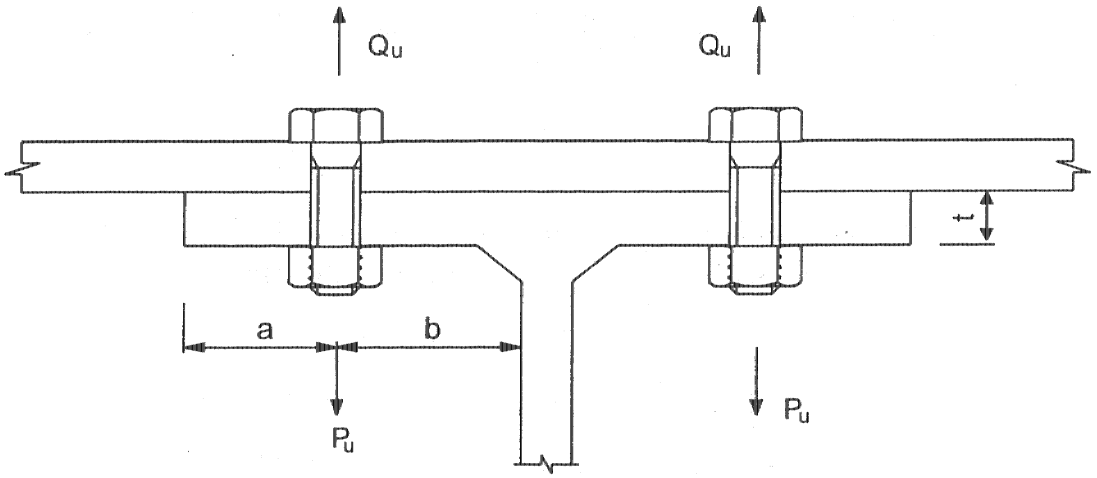
$$Q_u = \left[\frac{3b}{8a} - \frac{t^3}{328000}\right] P_u \qquad (4.18)$$

trong đó: Q_u - lực nhổ lên một bu lông do tải trọng gây ra lấy bằng không khi là âm (N);

P_u - lực kéo trực tiếp trên một bu lông do tải trọng tính toán (N);

a, b - khoảng cách từ tim bu lông đến mép tấm và chân đường hàn của bộ phận liên kết (mm);

t - chiều dày mỏng nhất của bộ phận liên kết (mm).



Hình 4.31. *Sơ đồ tác dụng nhổ của bu lông*

Một cách khác, ta có thể xác định lực tác dụng lên một bu lông bao gồm cả lực nhổ cũng như xác định bề dày tối thiểu của bộ phận liên kết.

Bề dày tối thiểu của bộ phận liên kết t được xác định bởi:

$$t = \sqrt{\frac{4P_u b'}{\phi_b p F_y (1+\delta\alpha)}} \tag{4.19}$$

với

$$\alpha = \frac{[T_r/P_u - 1](a'/b')}{\delta\{1-[T_r/P_u - 1](a'/b')\}} \tag{4.20a}$$

hoặc

$$\alpha = \frac{1}{\delta}\left(\frac{4P_u b'}{\phi_b p t^2 F_u} - 1\right) \tag{4.20b}$$

và

$$\delta = 1 - \frac{d'}{p} \tag{4.21}$$

$$a' = a + \frac{d}{2} \tag{4.22}$$

$$b' = b - \frac{d}{2} \tag{4.23}$$

trong đó: T_r - sức kháng kéo có hệ số của một bu lông (N);

p - bước bu lông theo phương dọc liên kết (mm);

d - đường kính danh định của bu lông (mm);

d' - đường kính danh định của bu lông cộng thêm 3,2 (mm);

F_y, F_u = cường độ chảy và cường độ chịu kéo của thép liên kết (MPa).

Để phù hợp kết quả thí nghiệm, giá trị a không lớn hơn $1,25b$. Hơn nữa, nếu giá trị $\alpha < 0$ thì lấy $\alpha = 1,0$.

Lực tác dụng lên một bu lông kể cả lực nhổ được tính bằng công thức sau đây:

$$B_c = P_u\left[1 + \frac{\delta\alpha}{1+\delta\alpha}.\frac{b'}{a'}\right] \tag{4.24}$$

và lực nhổ dễ dàng được xác định từ công thức (4.24)

$$Q_u = B_c - P_u = \frac{\delta\alpha}{1+\delta\alpha}.\frac{b'}{a'}P_u \tag{4.25}$$

Ví dụ 4.5. Một thanh treo được liên kết với dầm như được thể hiện ở hình 4.32 chịu một lực kéo P = 540 kN. Dùng bu lông đường kính 22 mm, loại A325. Thép cấp 345.

Xác định các đại lượng:

$$a = \frac{320-140}{2} = 90 \text{ (mm)},$$

$$b = \frac{140-16}{2} = 62 \text{ (mm)}$$

Vì $1,25b = 1,25\times 62 = 77,5$ (mm) nhỏ hơn 90 mm nên lấy $a = 77,5$ mm.

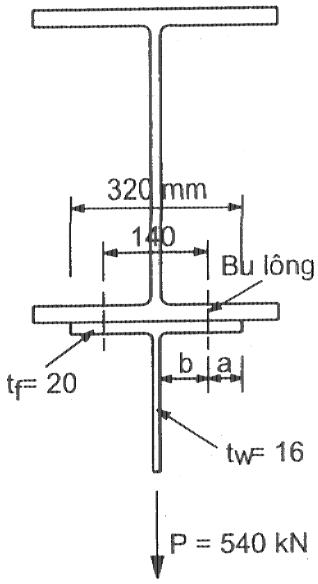
$$a' = a + \frac{d}{2} = 77,5 + \frac{22}{2} = 88,5 \text{ (mm)},$$

$$b' = b - \frac{d}{2} = 62 - \frac{22}{2} = 51 \text{ (mm)}$$

$$d' = d + 3,2 = 22 + 3,2 = 25,2 \text{ (mm)}$$

$$\delta = 1 - \frac{d'}{p} = 1 - \frac{25,2}{100} = 0,75$$

$$A_b = \frac{\pi}{4}\times 22^2 = 379,9 \text{ (mm}^2\text{)}$$



Hình 4.32. *Ví dụ 4.5*

Sức kháng kéo có hệ số của bu lông được xác định theo công thức (4.17):

$$T_r = \phi_t T_n = 0,80\times 0,76\times 379,9\times 820\times 10^{-3} = 189,4 \text{ (kN)}$$

Số bu lông được tính:

$$\frac{P}{T_r} = \frac{540}{189,4} = 2,9.$$

Ta chọn liên kết gồm 4 bu lông và bước của nó theo phương dọc liên kết $p = 100$ mm. Lực tác dụng lên một bu lông do tải trọng ngoài:

$$P_u = \frac{540}{4} = 90 \text{ (kN)}$$

Xác định α theo công thức (4.28a)

$$\alpha = \frac{(189,4/90-1)(88,5/51)}{0,75\left[1-(189,4/90-1)(88,5/51)\right]} = -2,34 \text{ ; vì } \alpha < 0 \text{ nên lấy } \alpha = 1,0$$

Bề dày tối thiểu của liên kết được tính bởi công thức (4.17):

$$t = \sqrt{\frac{4\times 90\times 10^3\times 51}{1,0\times 100\times 345(1+0,75\times 1,0)}} = 17,4 \text{ (mm) nhỏ hơn 20 mm,}$$

Với $t = 20$ mm, giả trị α được tính lại theo công thức (4.20b):

$$\alpha = \frac{1}{0,75}\left(\frac{4\times 90\times 10^3\times 51}{1,0\times 100\times 20^2\times 450} - 1\right) = 0,027, \text{ dùng } \alpha = 1,0$$

Lực tác dụng lên một bu lông kể cả lực nhổ được xác định theo công thức (4.24):

$$B_c = P_u\left[1+\frac{\delta\alpha}{1+\delta\alpha}\cdot\frac{b'}{a'}\right] = 90\left[1+\frac{0,75\times 1,0}{(1+0,75\times 1,0)}\left(\frac{51}{88,5}\right)\right] = 112,2 \text{ (kN) nhỏ hơn 189,4 kN,}$$

và lực nhổ là:

$$Q_u = B_c - P_u = 112.2 - 90 = 22,2 \text{ (kN)}$$

Nếu được xác định theo công thức (4.18) thì lực nhổ sẽ là:

$$Q_u = \left[\frac{3b}{8a} - \frac{t^3}{328000}\right] P_u = \left[\frac{3 \times 62}{8 \times 90} - \frac{20^3}{328000}\right] \times 90 = 21,1 \text{ (kN)}$$

Ta thấy lực nhổ theo hai cách tính đều cho kết quả gần như nhau.

4.2.6.6. Bu lông chịu cắt và kéo kết hợp

Sức kháng kéo danh định của bu lông chịu cắt kết hợp với chịu kéo dọc trục được tính như sau:

- Khi $P_u/R_n \le 0,33$:

$$T_n = 0,76 A_b \times F_{ub} \tag{4.26}$$

- Khi $P_u/R_n > 0,33$:

$$T_n = 0,76 A_b \times F_{ub} \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{\phi_s R_n}\right)^2} \tag{4.27}$$

trong đó: A_b - diện tích bu lông theo đường kính danh định (mm^2);

F_{ub} - cường độ chịu kéo nhỏ nhất quy định tra bảng 4.7 (MPa);

P_u - lực cắt tác động trên một bu lông do tải trọng tính toán (N);

R_n - sức kháng cắt danh định của bu lông lấy theo công thức (4.10) hoặc (4.11).

Sức kháng danh định của bu lông chịu cắt và kéo dọc trục trong các liên kết ma sát do tổ hợp tải trọng sử dụng sẽ không vượt quá sức kháng trượt danh định tại công thức (4.14) nhân với $(1 - T_u/P_t)$, với T_u là lực kéo do tải trọng tính toán theo tổ hợp tải trọng sử dụng và P_t là lực kéo nhỏ nhất yêu cầu của bu lông theo bảng 4.13.

4.2.6.7. Sức kháng mỏi

Các bu lông cường độ cao chịu kéo dọc trục bị mỏi theo biên độ ứng suất Δf trong bu lông do hoạt tải mỏi có xung kích mỏi cộng với lực nhổ do tải trọng có chu kỳ mỏi phải thỏa mãn bởi công thức:

$$\gamma(\Delta f) \le (\Delta F)_n \tag{4.28}$$

trong đó: γ - hệ số tải trọng đối với tổ hợp tải trọng mỏi;

(Δf) - biên độ ứng suất do sự đi qua của xe tải mỏi (MPa);

$(\Delta F)_n$ - sức kháng mỏi danh định (MPa).

Chú ý rằng các bu lông thép cac bon thấp ASTM A307 không được sử dụng trong các liên kết chịu mỏi.

4.3. THIẾT KẾ MỐI NỐI

4.3.1. Trình tự thiết kế

Quá trình thiết kế mối nối có thể được thực hiện theo các trình tự sau đây:

1. Xác định tải trọng tác dụng bao gồm cường độ, điểm đặt và phương tác dụng.
2. Bố trí sơ bộ các liên kết theo đúng tỷ lệ. Mối nối càng nhỏ càng tốt để đỡ tốn vật liệu và ít ngăn cản di chuyển dụng cụ, thiết bị và không gian tiếp cận.
3. Quyết định chỗ nào dùng bu lông, hàn và chọn loại và kích thước bu lông.
4. Quyết định đường dẫn tải qua mối nối. Dùng suy luận kinh nghiệm và các tài liệu tham khảo để xác định đường dẫn tải tốt nhất.
5. Tạo liên kết có đủ cường độ, độ cứng, độ dẻo dai thỏa mãn các trạng thái giới hạn.
6. Hoàn chỉnh về bố trí cấu tạo, kiểm tra lại các yêu cầu về khoảng cách theo tiêu chuẩn và cuối cùng kiểm tra để đảm bảo mối nối có thể được chế tạo và lắp ráp một cách thuận lợi.

4.3.2. Liên kết tối thiểu

Trong cầu ô tô, các liên kết trừ các thanh giằng và tay vịn, mỗi mối nối cần có ít nhất hai bu lông hoặc mối hàn tương đương. Thép góc nhỏ nhất dùng cho các thanh giằng là 75×65. Trong cầu đường sắt, số lượng bu lông nhỏ nhất cho một mặt nối là 3.

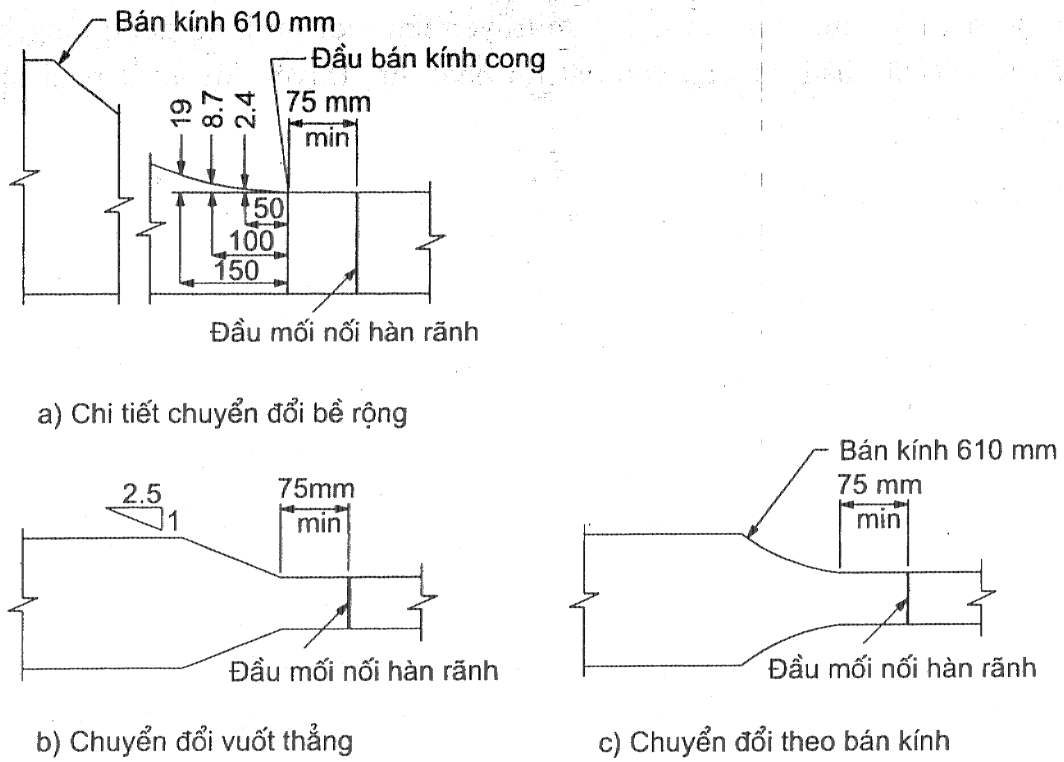
4.3.3. Mối nối chịu kéo

Trong cầu ô tô, mối nối được thiết kế theo trị số trung bình của ứng suất tính toán và cường độ thanh nhưng mối nối phải có khả năng chịu ít nhất 75% cường độ thanh. Trong cầu đường sắt, mối nối của các thanh chịu kéo phải có cường độ ít nhất bằng cường độ thanh. Mối nối của thanh giằng phụ thuộc phải có ít nhất trị số trung bình của ứng suất tính toán và cường độ thanh tính theo tiết diện thực.

Trong mối hàn rãnh chịu kéo, giữa các phần có chiều rộng hoặc chiều dày khác nhau nên phải thay đổi dần dần giữa các cạnh hoặc các mặt. Độ dốc này không quá 1:2,5 (tương đương 5/12 hoặc 22°). Chiều dày chuyển tiếp có thể thực hiện theo mối hàn dốc hoặc khuyên tròn về phía dày hơn hoặc kết hợp hai phương pháp (xem hình 4.33a, b, và c).

Mối nối chịu kéo có thể dùng hàn rãnh ngấu hoàn toàn mà không cần bản nối. Cường độ tính toán trong các mối hàn như vậy lấy bằng thép cơ bản. Tuy nhiên, đối với mỏi, biên độ ứng suất cho phép F_{sr} của thép cơ bản kề với mối hàn góc liên tục của bản biên với vách dầm có thể chỉ dùng cho mối hàn rãnh nếu:

- Phần nối có chiều dày bằng nhau.
- Phần nối có chiều rộng bằng hoặc không bằng nhau, phần chuyển tiếp phải được chuyển (xem hình 4.33a, b, và c); hoặc đối với thép A514 và A517 vuốt đều với độ dốc không quá 1:2.5.



Hình 4.33. *Chuyển tiếp tiết diện hàn và mối hàn rãnh chịu kéo*

- Kiểm tra mối hàn bằng phương pháp vô tuyến hoặc siêu âm.
- Mối hàn kết thúc với thép cơ bản phải nhẵn và bằng phẳng.

Các mối hàn rãnh không phù hợp với các điều kiện trên phải lấy biên độ ứng suất triết giảm cho thép cơ bản kề với mối hàn rãnh.

Đối với kết cấu chịu uốn liên kết bằng bu lông, khi bản biên gồm nhiều thành phần cần tránh nối tất cả các bộ phận trên cùng một tiết diện, trừ trường hợp bản biên chỉ có một thành phần thì được nối trên một tiết diện. Không tính mỏi trong bu lông nhưng cần xét đến khi tính bản nối.

Đối với mối nối bu lông, thanh chịu kéo phải truyền tải trọng qua bản nối. Lực tác động lên mỗi tập bản nối chịu kéo coi như phân bố đều lên tất cả các bu lông trên một nửa tập bản nối. Lực truyền lên mỗi bu lông được tổng hợp bởi lực truyền từ các tập bản nối sao cho bất lợi nhất, lực truyền lớn nhất phải nhỏ hơn sức kháng tính toán của bu lông.

4.3.4. Mối nối chịu nén

Các yêu cầu về cường độ cho mối nối chịu kéo cũng áp dụng cho mối nối chịu nén. Các bộ phận chịu nén có thể được nối bằng mối hàn rãnh ngấu hoàn toàn. Cũng như đối với mối nối chịu kéo, không nên dùng bản nối cho các mối hàn đó. Mối hàn rãnh chịu nén không cần kiểm tra mỏi nếu luôn luôn chịu nén. Mối hàn rãnh chịu nén cần tạo độ chuyển tiếp giữa hai mặt có chiều dày và rộng khác nhau. Góc nghiêng tương đối của mặt không quá 1: 2.5. Đối với mối nối bu lông, thanh chịu nén phải truyền tải trọng qua bản nối. Lực tác động lên mỗi tập bản nối chịu nén coi như phân bố đều lên tất cả các

bu lông trên một nửa tập bản nối. Lực truyền lên mỗi bu lông được tổng hợp bởi lực truyền từ các tập bản nối sao cho bất lợi nhất, lực truyền lớn nhất phải nhỏ hơn sức kháng tính toán của bu lông.

4.3.5. Mối nối chịu cắt

Trong cầu ô tô, mối nối chịu cắt được thiết kế theo trị số trung bình của ứng suất tính toán tại điểm nối và cường độ thanh tại đó nhưng mối nối phải có khả năng chịu ít nhất 75% cường độ thanh. Trong cầu đường sắt, mối nối chịu cắt trong các bộ phận chính phải có cùng cường độ tại bộ phận đó. Mối nối trong các bộ phận thứ yếu sẽ được lấy trung bình của cường độ thanh và ứng suất tính toán trong mối nối.

Mối nối chịu cắt có thể dùng mối hàn rãnh ngấu hoàn toàn và không nên dùng bản nối cho trường hợp này. Nguyên tắc thiết kế mối hàn rãnh cũng như mối nối chịu nén. Mối nối chịu cắt có thể dùng cho mối nối vách dầm. Khi đó cần bố trí bản nối đối xứng về hai phía đối diện của vách. Đối với cầu, nó kéo dài trên suốt chiều cao dầm hai bên vách. Mối nối bu lông phải có ít nhất hai hàng bu lông ở mỗi phía của mối nối.

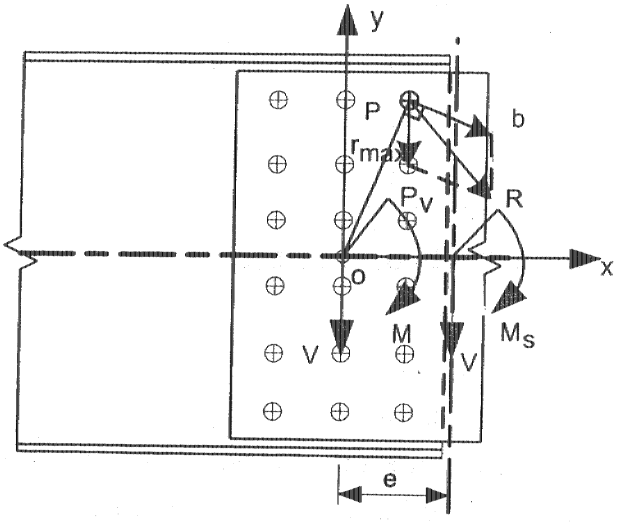
Xét theo phương diện chịu lực thì nên bố trí mối nối bản biên và vách dầm tại các mặt cắt khác nhau sẽ tốt hơn nhưng điều đó không phải lúc nào cũng thực hiện được. Trong thực tế dầm thường được phân ra từng đoạn để đáp ứng yêu cầu vận chuyển, cẩu lắp, cấu tạo độ vồng,... Các mối nối thực hiện tại công trường thường phải bố trí mối nối bản biên và vách dầm tại cùng một mặt cắt để việc lắp ráp được thuận lợi.

Trong thực tế mối nối chỉ chịu lực cắt rất ít gặp, khi mối nối phải chịu lực cắt thường kèm theo phải chịu thêm mô men. Ví dụ mối nối vách dầm (xem hình 4.34) tại trọng tâm của mối nối ngoài lực cắt V, vách còn chịu thêm mô men M_s. Trong tính toán ta chuyển các lực này về trọng tâm O của một nửa mối nối, khi đó các lực tác dụng tương đương lên một nửa mối nối bao gồm lực cắt V và mômen $M = M_s + V.e$.

Trường hợp mối nối chỉ chịu lực cắt V tại trọng tâm của mối nối, khi chuyển lực này về trọng tâm O của một nửa mối nối, ta có các lực tác dụng tương đương lên một nửa mối nối bao gồm lực cắt V và mômen $M = V.e$

Trong đó e là khoảng cách từ trọng tâm của mối nối đến trọng tâm của các bu lông trên một nửa mối nối (xem hình 4.34).

Theo phương pháp đàn hồi cổ điển giả thiết khi chịu mô men uốn, mỗi bu lông trong nhóm có khuynh hướng quay quanh



Hình 4.34. Mối nối vách dầm (sườn dầm)

điểm O, nghĩa là phản lực P_b của mỗi bu lông tác dụng vuông góc với vectơ bán kính từ O đến mỗi bu lông, và có độ lớn phụ thuộc vào khoảng cách r tính từ O. Mô men tác dụng phải cân bằng với tổng mô men do các lực P_b của tất cả các bu lông trong nhóm, ta được:

$$M = \frac{P_b \times J}{r_{max}} \rightarrow P_b = \frac{M \times r_{max}}{J} \tag{4.29}$$

trong đó: M - mô men tác dụng (N.m);

P_b - lực do mô men gây ra ở bu lông xa nhất trong nhóm đối với điểm O (N);

r_{max} - khoảng cách từ điểm O đến bu lông xa nhất (mm);

J - tổng bình phương khoảng cách của các bu lông trong nhóm đến điểm O. $J = \sum_{i=1}^{n} r_i^2$ với r_i là khoảng cách từ bu lông thứ *i* đến điểm O. Ta có thể tính J theo hệ tọa độ xOy:

$$J = \sum_{i=1}^{n} r_i^2 = \sum_{i=1}^{n} x_i^2 + \sum_{i=1}^{n} y_i^2$$ với x_i và y_i là tọa độ của bu lông thứ i trong hệ tọa độ xOy.

Lực cắt được xem là phân bố đều lên tất cả các bu lông, nghĩa là mỗi bu lông chịu một vectơ lực:

$$P_v = \frac{V}{n} \tag{4.30}$$

Từ công thức (4.29) và (4.30), bu lông ở xa nhất sẽ chịu một hợp lực là:

$$R = \sqrt{\left(P_b \frac{y_{max}}{\sqrt{x_{max}^2 + y_{max}^2}}\right)^2 + \left(P_v + P_b \frac{x_{max}}{\sqrt{x_{max}^2 + y_{max}^2}}\right)^2} \leq R_r \tag{4.31}$$

trong đó: R_r - sức kháng tính toán của bu lông $R_r = \varphi.R_n$;

φ - hệ số sức kháng của bu lông;

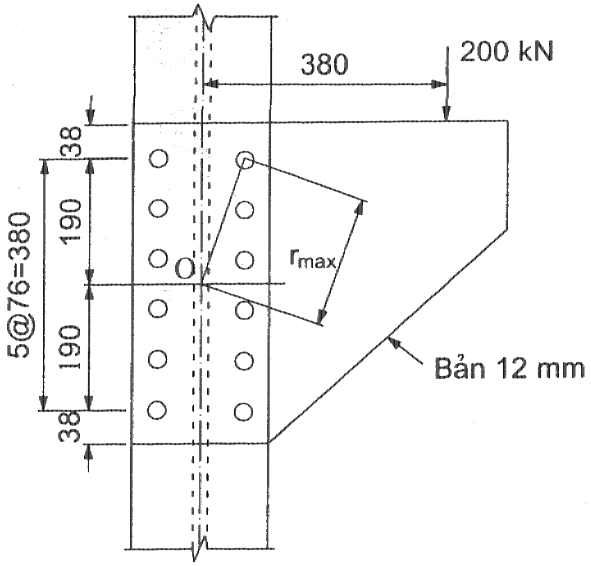
R_n - sức kháng danh định của bu lông (xem mục 4.26).

4.3.6. Mối nối kết cấu hẫng

4.3.6.1. Mối nối bu lông chịu cắt và mô men

Khi thiết kế kết cấu hẫng chịu lực, mối nối chịu cả lực cắt và mô men. Người ta có thể dùng liên kết bu lông hoặc hàn. Mối nối này có thể chịu cắt hoặc cắt kéo kết hợp. Hình 4.35 là một ví dụ về việc thiết kế mối nối cánh hẫng. Mỗi bu lông chịu một lực do cắt và do mô men. Lực tác dụng do mô men vuông góc với vectơ bán kính từ trọng tâm O của nhóm đến mỗi bu lông. Lực tác dụng do mô men được xác định theo công thức

(4.29) và do lực cắt ở công thức (4.30). Tổng hợp hai vectơ lực này đối với bu lông xa nhất phải nhỏ hơn sức kháng tính toán.



Hình 4.35. Mối nối hẫng bằng bu lông chịu cắt thuần túy

Ví dụ 4.6. Cho liên kết hẫng ở hình 4.35. Phần hẫng dùng thép A36 (cấp 250) được liên kết bằng bu lông đường kính 22 mm và thép A325. Phần hẫng chịu một lực 200 kN cách tâm cột 380 mm.

Các bu lông sẽ chịu lực cắt $V = 200$ kN và mômen $M = 200 \times 380 = 76000$ N.mm. Ta hãy xác định:

$J = \sum_{i=1}^{n} r_i^2 = \sum_{i=1}^{n} x_i^2 + \sum_{i=1}^{n} y_i^2 = 12(70)^2 + 4\left(38^2 + 114^2 + 190^2\right) = 260960$ (mm^4). Lực do mômen tác dụng lên bu lông xa nhất được tính bởi:

$$P_b = \frac{M \times r_{max}}{J} = \frac{76000 \times \sqrt{70^2 + 190^2}}{260960} = 59 \text{ (kN)}$$

và lực do lực cắt sẽ phân đều cho các bu lông:

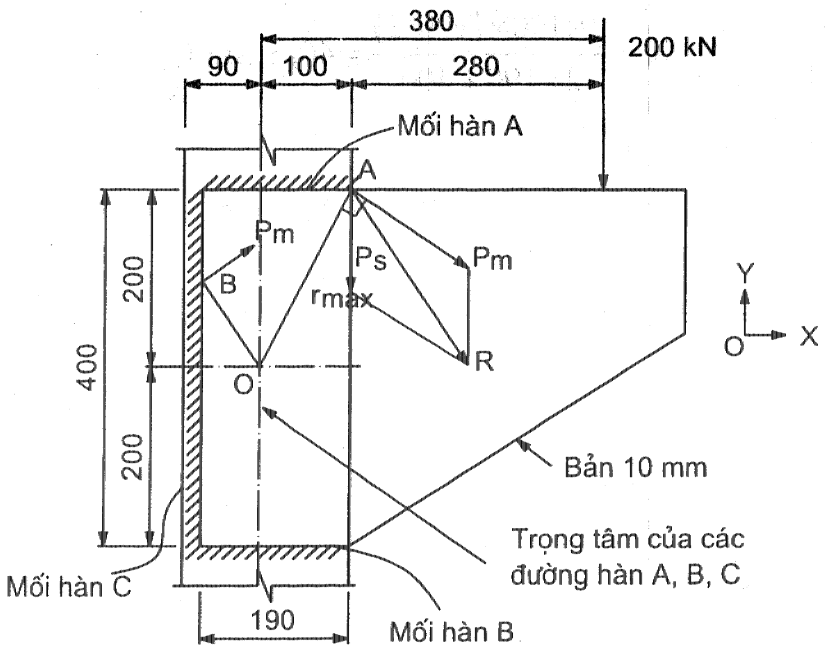
$$P_v = \frac{V}{n} = \frac{200}{12} = 16,7 \text{ (kN)}$$

Hợp lực lên bu lông xa nhất:

$$R = \sqrt{\left(P_b \frac{y_{max}}{r_{max}}\right)^2 + \left(P_v + P_b \frac{x_{max}}{r_{max}}\right)^2} = \sqrt{\left(59 \times \frac{190}{203}\right)^2 + \left(16,7 + 59 \times \frac{70}{203}\right)^2} = 66,5 \text{ (kN)}$$

4.3.6.2. Mối hàn chịu cắt và mô men

Một mối nối tấm đứng hẫng tương tự như hình 4.35 nhưng dùng liên kết hàn góc chịu cắt (xem hình 4.36). Thiết kế mối hàn này có thể theo phương pháp cổ điển tương tự như đối với các bu lông.



Hình 4.36. *Mối nối hẫng bằng hàn chịu cắt thuần túy*

Lực P sẽ gây ra lực cắt P_s trên một đơn vị chiều dài mối hàn bằng tải trọng P chia cho toàn bộ chiều dài mối hàn A, B và C. Gọi O là trọng tâm của các mối hàn A, B và C. Khi đó, mô men do tải trọng P có khuynh hướng làm các mối hàn quay quanh điểm O. Do đó, lực P_m tại một điểm bất kỳ B của mối hàn sẽ vuông góc với vectơ bán kính r từ O đến B. Độ lớn P_m phụ thuộc vào khoảng cách r tính từ O. Mô men kháng trên một đơn vị chiều dài tỷ lệ với bình phương khoảng cách tính từ O. Mô men tác dụng phải cân bằng tổng mô men kháng của các mối hàn trong liên kết. Từ đó, ta xác định được lực tác dụng do mô men này lên điểm có vị trí xa nhất của mối, nghĩa là:

$$M = \frac{P_m \times J}{r_{max}} \rightarrow P_m = \frac{M \times r_{max}}{J} \qquad (4.32)$$

trong đó: M - mô men tác dụng (N.mm);

P_m - lực tác dụng do mô men gây ra tại điểm hàn xa nhất (N/mm);

J - tổng bình phương khoảng cách của chiều dài mối hàn tính từ trọng tâm O của các mối hàn và còn gọi là mô men quán tính cực cho một đơn vị bề rộng mối hàn và được tính $J = J_x + J_y$ (mm^3);

r_{max} - khoảng cách từ trọng tâm O đến điểm hàn xa nhất A (mm).

Từ đó ta có thể xác định tổng hợp ứng suất lớn nhất R do lực cắt P_s và P_m. Tổng hợp ứng suất này phải nhỏ hơn sức kháng của mối hàn.

Ví dụ 4.7. Thiết kế mối hàn cho mối nối ở hình 4.36.

Ta dễ dàng thấy trọng tâm của mối hàn nằm trên đường nằm ngang cách đều mối hàn A và B một đoạn 200 mm. Trọng tâm của các mối hàn A, B và C nằm trên đường thẳng đứng cách mối hàn C một đoạn được xác định:

$$\overline{x} = \frac{2\times 190\times (190/2)}{2\times 190+400} = 46,3 \text{ (mm)}$$

Xác định các mômen quán tính:

$$J_x = 2\times 190\times 200^2 + \frac{1}{12}\times 400^3 = 20,5\times 10^6 \text{ (mm}^4\text{/mm)}$$

$$J_y = 2\left[\frac{1}{12}\times 190^3 + 190\times\left(\frac{190}{2} - 46,3\right)^2\right] + 400\times 46,3^2 = 2,06\times 10^6 \text{ (mm}^4\text{/mm)}$$

$$J = J_x + J_y = 20,5\times 10^6 + 2,06\times 10^6 = 22,56\times 10^6 \text{ (mm}^4\text{/mm)}$$

Ứng suất tại điểm xa nhất đối với trọng tâm O do mômen gây ra:

$$P_m = \frac{M\times r_{max}}{J} = \frac{200\times 10^3\times 380\times 244}{22,56\times 10^6} = 822 \text{ (N/mm)}$$

Ứng suất P_s tại mọi điểm mối hàn do lực cắt gây ra:

$$P_s = \frac{200\times 10^3}{2\times 190+400} = 256 \text{ (N/mm)}$$

Ứng suất R do mômen và lực cắt gây ra tại điểm xa nhất tính từ trọng tâm O là:

$$R = \sqrt{\left(822\times\frac{200}{244}\right)^2 + \left(256+822\times\frac{140}{244}\right)^2} = 992 \text{ (N/mm)}$$

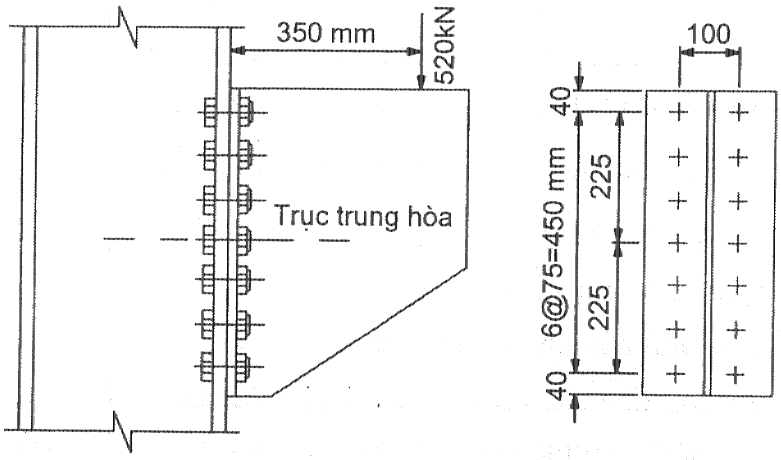
4.3.6.3. Mối nối bu lông chịu cắt và kéo

Tấm hẫng có thể liên kết bằng bu lông chịu cắt và kéo như được thể hiện hình 4.37. Mỗi bu lông chịu lực cắt như nhau và được tính:

$$P_v = \frac{P}{n} \tag{4.33}$$

trong đó: P - tải trọng tác dụng lên tấm hẫng (N);

n - tổng số bu lông.



Hình 4.37. *Mối nối hẫng bằng bu lông chịu cắt và kéo*

Mô men uốn do lực P gây ra làm cho các bu lông phía trên chịu kéo và phía dưới chịu nén. Trục trung hòa thường nằm cao hơn đáy liên kết khoảng 1/6 chiều dài mối nối nhưng vị trí chính xác thì phải tính gần đúng dần. Tuy nhiên, có thể dùng phương pháp phân bố dẻo thích hợp cả phương pháp thiết kế theo ASD và LRFD. Theo cách phân bố này, mỗi bu lông ở trên trục trung hòa giả thiết chịu kéo dọc trục T và mỗi bu lông ở dưới trục trung hòa chịu nén −T. Như vậy trục trung hòa nằm tại tâm của nhóm bu lông, khi đó các bu lông nằm tại trục trung hòa sẽ không có lực dọc.

Trong liên kết ép mặt, ứng suất cắt cho phép hoặc cường độ tính toán được xác định từ các công thức cắt và kéo kết hợp công thức (4.26) và (4.27). Trong liên kết trượt, do lực cắt tạo ra bởi sự ma sát giữa các mặt nhám nên các bu lông chịu kéo nằm trên trục trung hòa sẽ giảm ma sát, còn các bu lông phía dưới chịu nén làm tăng sự ma sát; do vậy trong trường hợp này không cần đến các công thức (4.26) và (4.27) nhưng cả ứng suất cắt và kéo phải nhỏ hơn ứng suất cho phép.

Ngoài ra, lực kéo trong bu lông và sự uốn của bản hẫng cũng phải được kiểm tra.

Ví dụ 4.8. Cho liên kết được mô tả như hình 4.37. Thép bản hẫng A36 (cấp 250) liên kết bằng bu lông đường kính 22 mm A325.

Ta xem liên kết là liên kết trượt với điều kiện bề mặt loại A. Bu lông đường kính 22 mm, lỗ 25,2 mm. Khi đó, theo công thức (4.16), cường độ chịu cắt trong trường hợp này là:

$$R_n = K_h \times K_S \times N_S \times P_t = 1,0 \times 0,33 \times 1 \times 176 = 58 \text{ (kN)}$$

và theo công thức (4.17), cường độ thiết kế chịu kéo là:

$$T_n = 0,76 A_b \times F_{ub} = 0,76 \times \left(\frac{\pi}{4} \times 22^2 \right) \times 820 = 237 \text{ (kN)}$$

Lực cắt tác dụng lên mỗi bu lông được tính bởi

$$V = \frac{520}{14} = 37 \text{ (kN)} < R_n = 58 \text{ (kN)},$$

và lực kéo tác dụng lên bu lông:

$$T = \frac{(520 \times 350) \times 230}{14 \times 50^2 + 4 \times (75^2 + 150^2 + 225^2)} = 120 \text{ (kN)} < T_n = 237 \text{ (kN)},$$

Như vậy liên kết này đảm bảo về điều kiện trượt.

Kế tiếp, ta xem liên kết này là liên kết cắt với bu lông đường kính 22 mm A325N. Khi đó, cường độ thiết kế chịu cắt là:

$$T_n = 0,76 A_b \times F_{ub} = 0,76 \times \left(\frac{\pi}{4} \times 22^2 \right) \times 325 = 94 \text{ (kN)} > V = 37 \text{ (kN)},$$

và cường độ chịu cắt của bu lông, công thức (4.10), là:

$$R_n = 0,48A_b \times F_{ub} \times N_S = 0,48 \times \left(\frac{\pi}{4} \times 22^2\right) \times 820 \times 1 = 150 \text{ (kN)}$$

Ở đây có sự xuất hiện của lực cắt nên cường độ chịu kéo xác định theo công thức (4.20):

$$T_n = 0,76A_b \times F_{ub}\sqrt{1-\left(\frac{P_u}{\phi_s R_n}\right)^2} = 0.76 \times \left(\frac{\pi}{4} \times 22^2\right) \times 820\sqrt{1-\left(\frac{37}{0.80 \times 150}\right)^2} = 226 > 120\text{kN}$$

Như vậy liên kết thỏa mãn điều kiện chịu cắt.

4.3.6.4. Mối hàn chịu cắt và kéo

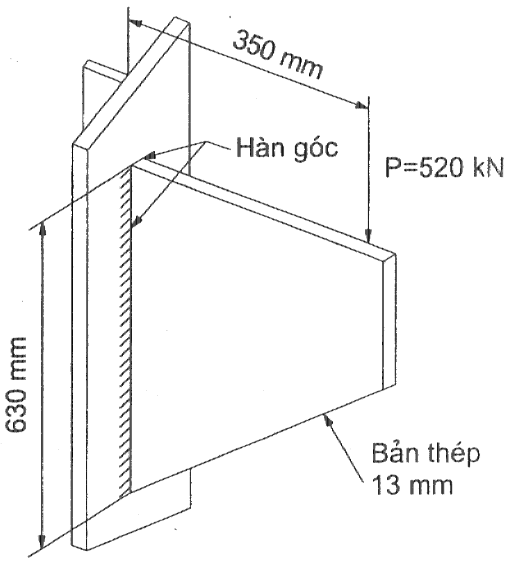
Cánh hẫng cũng có thể liên kết bằng mối hàn chịu tổ hợp cắt và kéo như được mô tả ở hình 4.38.

Mối hàn sẽ chịu lực cắt là:

$$P_v = \frac{P}{L} \qquad (4.34)$$

trong đó: P - tải trọng tác dụng lên bảng hẫng (N);

L - tổng chiều dài đường hàn (mm).



***Hình 4.38.** Mối nối hẫng bằng hàn chịu cắt và kéo*

Mô men uốn do lực P gây ra làm cho phần trên chịu kéo và phần dưới chịu nén. Cả hai phương pháp cổ điển và quá đàn hồi đều giả thiết mối hàn chịu tất cả tải trọng. Trục trung hòa được lấy ở trọng tâm đường hàn. Giá trị do tải trọng gây ra tại các điểm bất kỳ của đường hàn là tỷ lệ với khoảng cách đến trục trung hòa. Đối với phương pháp đàn hồi, lực kéo lớn nhất trong mối hàn được tính:

$$P_m = \frac{M}{S} \qquad (4.35)$$

trong đó: M - mô men tác dụng lên các đường hàn (N.mm);

S - mô men chống uốn của các đường hàn đối với trục trung hòa.

Ví dụ 4.9. Bản hẫng thép A36 (cấp 250) liên kết bằng cách hàn hai cạnh chịu tải trọng 520 kN. Đường hàn dùng que hàn loại E70XX như được thể hiện ở hình 4.34.

Lực cắt tác dụng lên hai đường hàn được tính:

$$P_v = \frac{P}{L} = \frac{520 \times 10^3}{2 \times 630} = 413 \text{ (N/mm)}$$

Mômen chống uốn của đường hàn đối với trục trung hòa:

$$S = 2 \times \frac{630^2}{6} = 132300 \text{ (mm}^3\text{/mm)}$$

Lực kéo lớn nhất tác dụng lên đường hàn do mô men gây ra:

$$P_m = \frac{M \times c}{J} = \frac{520 \times 10^3 \times 350 \times (630/2)}{2 \times (1/12) \times 630^3} = 1376 \text{ (N/mm)}$$

Lực tác dụng lên đường hàn do cắt và kéo là:

$$R = \sqrt{(413)^2 + (1376)^2} = 1437 \text{ (N/mm)}$$

Sức kháng cắt của đường hàn:

$$R_r = 0,6 \times \phi_{e2} \times F_{exx} = 0,6 \times 0,8 \times 480 = 232 \text{ (MPa)}$$

Chiều dày đường hàn được xác định bởi:

$$D = \frac{R}{0,707 R_r} = \frac{1437}{0,707 \times 232} = 8,8 \text{ (mm)}$$

Chọn đường hàn dày 10 mm.

4.3.7. Tính toán các bộ phận liên kết

Mục đích để kiểm tra các bộ phận trong mối nối như các bản nút chịu kéo, cắt, ...

4.3.7.1. Tính toán các bộ phận liên kết chịu kéo

Sức kháng chịu kéo tính toán P_r phải lấy trị số nhỏ hơn cường độ chảy và đứt gãy được xác định như sau:

- Theo cường độ đứt gãy:

$$P_r = \phi_u . P_{nu} = \phi_u . F_u . A_n . U \qquad (4.36)$$

- Theo cường độ chảy:

$$P_r = \phi_y . P_{ny} = \phi_y . F_y . A_g \qquad (4.37)$$

trong đó: P_{nu} - sức kháng kéo danh định khi đứt gãy tiết diện thực (N);

P_{ny} - sức kháng kéo danh định khi chảy ở trong tiết diện nguyên (N);

F_y - cường độ chảy (MPa);

F_u - cường độ chịu kéo (MPa);

A_g - diện tích tiết diện nguyên của bộ phận (mm^2);

A_n - diện tích tiết diện thực của bộ phận (mm^2);

U - hệ số triết giảm do cắt trễ được lấy tại điều 6.8.2.1 và 6.8.2.2;

ϕ_u - hệ số sức kháng chảy được lấy theo điều 6.5.4.2;

ϕ_y - hệ số sức kháng đứt gãy lấy theo điều 6.5.4.2.

4.3.7.2. Tính toán các bộ phận liên kết chịu cắt

Đối với các bộ phận liên kết chịu cắt, sức kháng tính toán R_r được lấy như sau:

$$R_r = \phi_v R_n \tag{4.38}$$

với

$$R_n = 0,58 A_g F_y \tag{4.39}$$

trong đó: R_n - sức kháng cắt danh định (N);

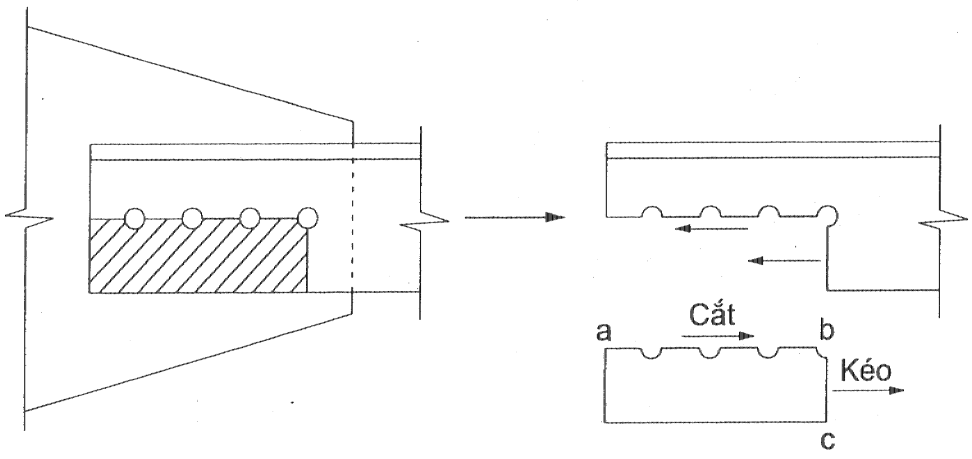
A_g - diện tích tiết diện nguyên của liên kết (mm^2);

F_y - cường độ chảy (MPa);

ϕ_v - hệ số sức kháng cắt lấy theo điều 6.5.4.2.

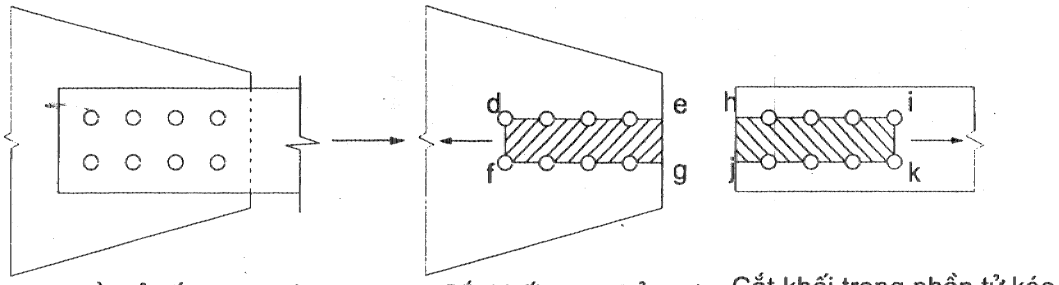
4.3.7. Cắt khối

Đối với một số loại liên kết, phần vật liệu ở đầu phần tử có thể bị xé rách. Ví dụ, liên kết của phần tử thép góc đơn chịu kéo ở hình 4.39 đã cho thấy hiện tượng này và được gọi là cắt khối. Ở trường hợp này, phần tô đậm có xu hướng bị phá hỏng bằng lực cắt dọc theo tiết diện ab và bằng lực kéo trên tiết diện ngang bc.



Hình 4.39. Cắt khối

Đối với liên kết bu lông, cắt khối cũng có thể xảy ra trong bản nút. Hình 4.40 mô tả một phần tử tấm chịu kéo liên kết với bản nút. Trong liên kết này, cắt khối xảy ra ở cả bản nút và phần tử chịu kéo. Đối với bản nút, sự phá hoại do kéo dọc theo tiết diện ngang df, và sự phá hoại do cắt xảy ra trên hai tiết diện dọc de và fg. Sự phá hoại cắt khối trong phần tử tấm chịu kéo sẽ bao gồm kéo trên tiết diện ik và cắt trên cả hai tiết diện hi và jk.



Hình 4.40. *Cắt khối trong phần tử tấm chịu kéo liên kết với bản nút*

Mô hình sử dụng để tính toán giả thiết rằng sự phá hỏng xảy ra do đứt gãy trên vùng chịu cắt và đứt gãy trên vùng chịu kéo. Cả hai mặt phá hỏng này tạo ra sức kháng tổng cộng. Ứng suất đứt gãy do cắt được lấy bằng 58% ứng suất kéo cực hạn; do đó, sức kháng danh định do cắt là $0,58F_uA_{nv}$ và sức kháng danh định do kéo là F_uA_{nt}. Vì vậy, sức kháng danh định tổng cộng sẽ là:

$$R_n = 0,58F_uA_{nv} + F_uA_{nt} \tag{4.40}$$

trong đó: A_{nv} - diện tích thực dọc theo các mặt chịu cắt;

A_{nt} - diện tích thực dọc theo các mặt chịu kéo.

Tiêu chuẩn AISC sử dùng công thức (4.40) cho thép góc và bản nút, nhưng đối với một số liên kết với dầm, số hạng thứ hai triết giảm do ứng suất kéo phân bố không đều. Đối với các trường hợp này:

$$R_n = 0,58F_uA_{nv} + 0,5F_uA_{nt} \tag{4.41}$$

Tiêu chuẩn AISC yêu cầu giới hạn của $0,58F_uA_{nv}$ là $0,58F_yA_{gv}$ với $0,58F_y$ là ứng suất cắt chảy và A_{gv} là diện tích nguyên dọc theo các mặt chịu cắt. Như vậy, một công thức có thể dùng cho tất cả các trường hợp trên sẽ là:

$$R_n = 0,58F_uA_{nv} + U_{bs}F_uA_{nt} \le 0,58F_yA_{gv} + U_{bs}F_uA_{nt} \tag{4.42}$$

trong đó: $U_{bs} = 1,0$ khi ứng suất kéo là phân bố đều và $U_{bs} = 0,5$ khi ứng suất kéo phân bố không đều. Cuối cùng, sức kháng cắt khối có hệ số được tính bởi:

$$R_r = \phi_{bs}R_n \tag{4.43}$$

với ϕ_{bs} là hệ số sức kháng cắt khối.

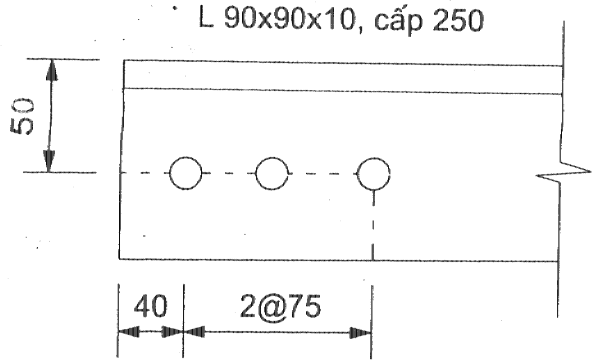
Ví dụ 4.10. Xác định sức kháng cắt khối của phần tử chịu kéo được thể hiện ở hình 4.41. Đường kính bu lông 22 mm (đường kính lỗ 25,2 mm), và dùng cấp thép 250.

Diện tích cắt nguyên được tính:

$$A_{gv} = 10 \times (40 + 2 \times 75) = 1900 \ (mm^2)$$

và diện tích cắt thực là:

$$A_{nv} = 10 \times (40 + 2 \times 75 - 2,5 \times 25,2) = 1270 \ (mm^2)$$



Hình 4.41. *Ví dụ 4.10*

Diện tích kéo được xác định:

$$A_{nt} = 10 \times (90 - 50 - 0,5 \times 25,2) = 274 \ (mm^2)$$

Vì cắt khối xảy ra trong thép góc nên $U_{bs} = 1,0$, và công thức (4.44) trở thành:

$$R_n = 0,58 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} = (0,58 \times 400 \times 1270 + 1,0 \times 400 \times 274) \times 10^{-3} = 404 \ (kN)$$

và giới hạn trên là

$$0,58 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} = (0,58 \times 250 \times 1900 + 1,0 \times 400 \times 274) \times 10^{-3} = 385 \ (kN)$$

Do đó, sức kháng cắt khối danh định là 385 kN; và sức kháng cắt khối có hệ số được tính:

$$R_r = \phi_{bs} R_n = 0,8 \times 385 = 308 \ (kN)$$

Chương V

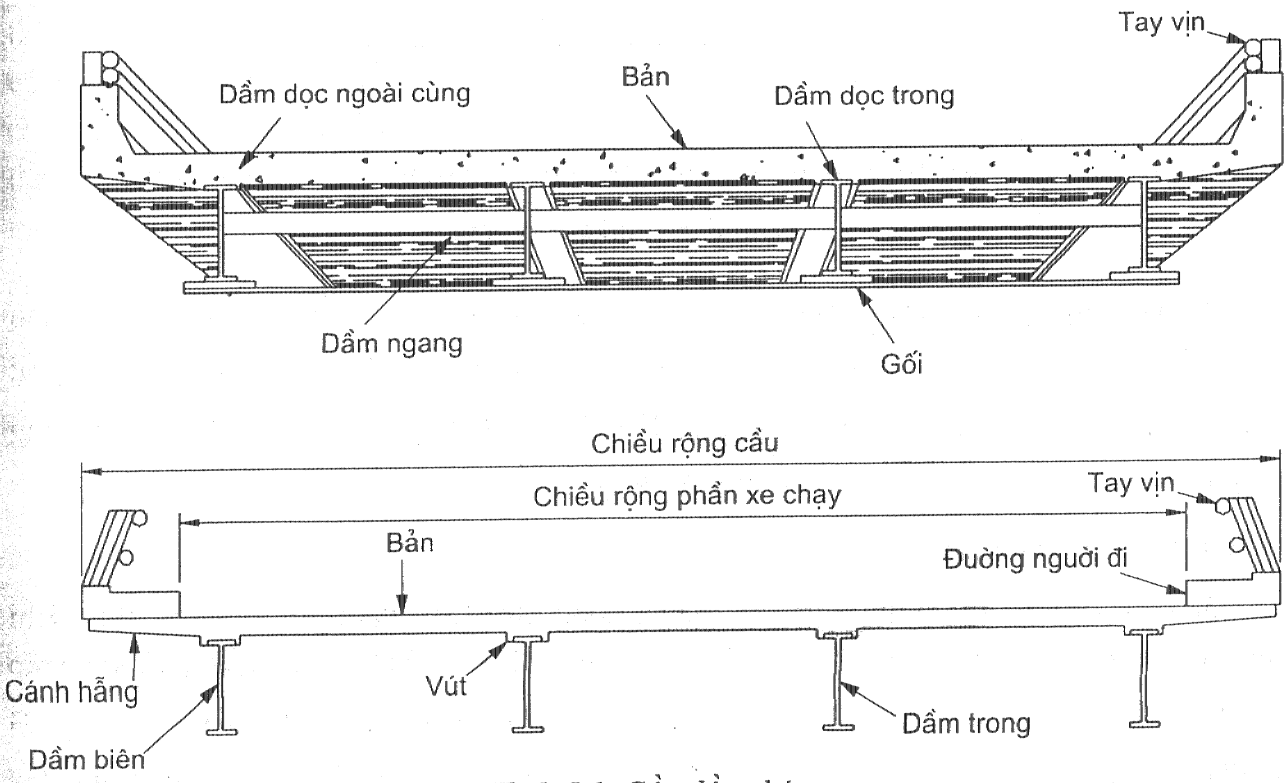
THIẾT KẾ CẦU DẦM THÉP

5.1. GIỚI THIỆU CHUNG

5.1.1. Khái niệm

Loại cầu thép phổ biến nhất cho các nhịp nhỏ và vừa trên đường ô tô là cầu dầm thép. Bộ phận chịu lực chính của cầu dầm là dầm với vách đứng có dạng đặc. Từ khi xuất hiện cầu dàn tiết kiệm vật liệu hơn, phạm vi sử dụng của cầu dầm có phần bị thu hẹp và thường dùng cho những nhịp ngắn đến 30 m. Tuy nhiên, do kết cấu đơn giản, thi công thuận lợi, giá thành hợp lý nên cầu dầm vẫn dùng cho những nhịp 50-80 m, thậm chí có thể hơn hơn.

Với các nhịp nhỏ hơn 30 m thông thường dầm chủ được làm bằng thép hình I cán đặt cách đều và song song với nhau như được thể hiện ở hình 5.1. Với các nhịp lớn hơn thường dùng dầm ghép, các dầm này thường có chiều cao lớn hơn chiều cao lớn nhất của dầm thép cán. Bên trên dầm thép thường là bản bê tông cốt thép vừa làm bản mặt cầu, vừa tạo độ cứng ngang cho các dầm dọc. Các dầm ngang, khung ngang tại đầu dầm và tại các vị trí trung gian để tạo độ cứng ngang và phân bố tải trọng tập trung lên các dầm dọc.



Hình 5.1. Cầu dầm thép

Cầu dầm thép có ưu điểm nổi bật là cấu tạo đơn giản, trọng lượng bản thân nhẹ, thi công nhanh chóng và có thể thi công nhanh hơn cầu bê tông cốt thép. Khi thi công có thể không cần giàn giáo nên rất thích hợp cho các công trình cần xây dựng nhanh và các cầu ở địa phương. Nó cũng có thể lắp đặt dễ dàng qua sông suối, chướng ngại vật ở bất kỳ hoàn cảnh thời tiết nào nên giảm được giá thành xây dựng. Kết cấu nhịp cầu thép thường nhẹ hơn cầu bê tông nên làm giảm giá thành chung, điều này đặc biệt có ý nghĩa khi địa chất lòng sông yếu.

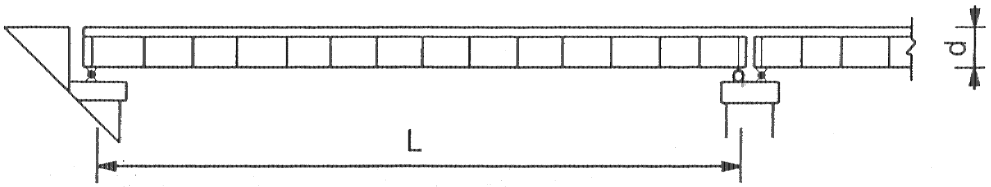
Kết cấu nhịp cầu thép thường có chiều cao kiến trúc nhỏ hơn cầu bê tông do đó thích hợp khi làm cầu vượt, khi cần đảm bảo tĩnh không dưới cầu mà không cần nâng cao quá mức cao độ mố trụ. Và một điều nữa dễ nhận thấy là cầu thép dễ sửa chữa và sửa chữa nhanh hơn cầu bê tông.

Tuy nhiên, nhược điểm lớn nhất của cầu dầm là khi chiều dài nhịp tăng sẽ tốn vật liệu thép hơn nhiều so với cầu dàn. Mặc dù vậy, sự phát triển công nghệ hàn vào kết cấu thép, sự hoàn chỉnh việc tính toán ổn định vách dầm và cùng với việc đề xuất những loại kết cấu và hệ thống hợp lý như bản bê tông cùng chịu uốn với dầm, bản mặt cầu trực giao, ... đã mở ra nhiều triển vọng mới về việc ứng dụng rộng rãi của cầu dầm.

5.1.2. Sơ đồ cầu dầm

5.1.2.1. Cầu dầm đơn giản

Cầu dầm đơn giản (xem hình 5.2) với chiều dài nhịp nhỏ hơn 25-30 m thì rất kinh tế. Mặc dù nó có khối lượng thép lớn nhưng do cấu tạo, thi công đơn giản nên giá thành vẫn rẻ. Nó có thể áp dụng cho các loại địa chất và rất thích hợp cầu nhiều nhịp.



***Hình 5.2.** Cầu dầm đơn giản*

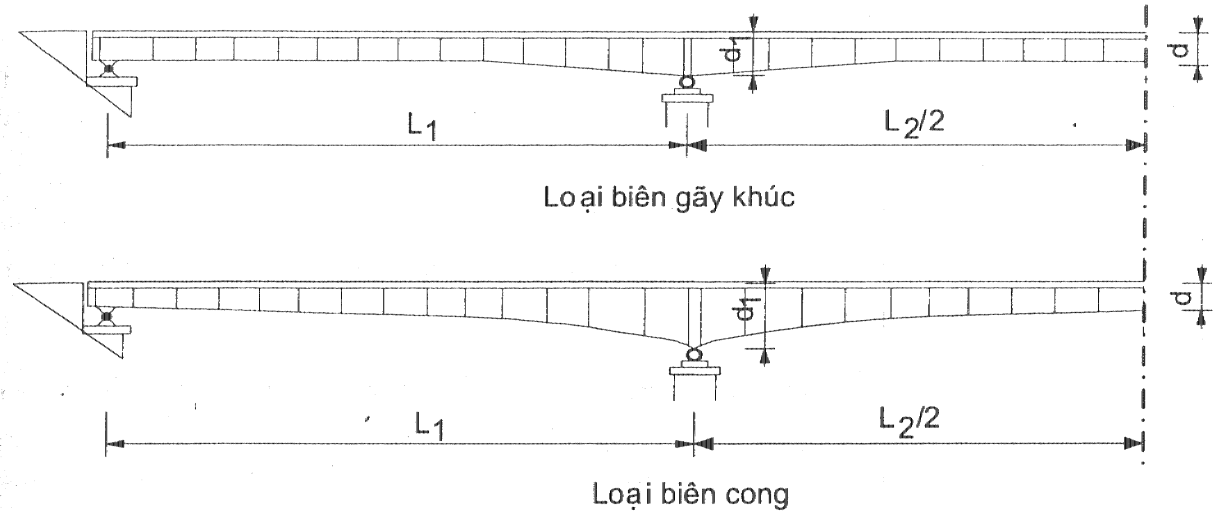
Cầu dầm đơn giản thường làm chiều cao không thay đổi. Khi đó, chiều cao tiết diện chữ I lấy $d=(1/12\div 1/15)L$ đối với cầu ô tô và $d=(1/9\div 1/13)L$ đối với cầu xe lửa; còn đối với tiết diện liên hợp tương ứng lấy $d=(1/20)L$ và $d=(1/16)L$. Nếu dùng thép hợp kim có thể chọn chiều cao dầm bé hơn.

5.1.2.2. Cầu dầm liên tục

Cầu dầm liên tục (xem hình 5.3) có thể sử dụng khi chiều dài nhịp lớn hơn 50 m. Khi nhịp nhỏ hơn 50-60 m có thể làm chiều cao không đổi $d=(1/20-1/25)L$; và khi nhịp 60-80 m thì cần làm chiều cao thay đổi dưới dạng biên gãy khúc hoặc biên cong với chiều cao $d=(1/45-1/60)L$ tại giữa nhịp và mố, còn tại các gối giữa lấy

$d_1 = (1,3 \div 1,5)d$. Dầm liên tục thường làm số nhịp không nhỏ hơn 3, nhịp biên nhỏ hơn các nhịp giữa để mô men trong dầm hợp lý hơn và thường lấy $L_1 = (0.7 - 0.8)L_2$.

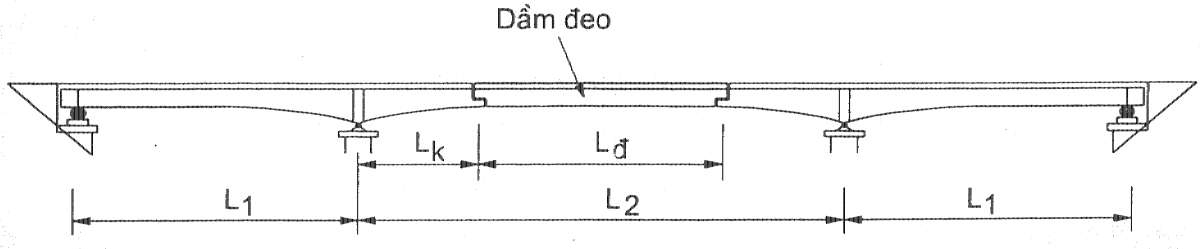
Ưu điểm của loại cầu này là nội lực nhỏ hơn so với cầu dầm đơn giản có cùng chiều dài nhịp; có độ cứng lớn nên độ võng nhỏ hơn; trên trụ cầu có một hàng gối đặt đúng tâm nên kích thước trụ nhỏ hơn; đường đàn hồi liên tục nên xe chạy êm thuận; và ít khe nối. Tuy nhiên, nhược điểm của nó là có ứng suất phụ khi mố trụ lún không đều, sự thay đổi nhiệt độ do là kết cấu siêu tĩnh; và cấu tạo và thi công sẽ phức tạp hơn.



Hình 5.3. Cầu dầm liên tục

5.1.2.3. Cầu dầm mút thừa

Trong trường hợp địa chất xấu, phương pháp cầu dầm mút thừa (xem hình 5.4) có thể được áp dụng. Về mặt ưu điểm, nó tương tự như đối với cầu dầm liên tục; nhưng do có khớp nên chế tạo, thi công và sử dụng bất lợi; và đường đàn hồi gãy khúc nên xe chạy không êm thuận. Cầu dầm mút thừa này có thể điều chỉnh được nội lực khi ta thay đổi vị trí của khớp. Chính từ điều kiện phân phối mô men tại trụ và giữa nhịp hợp lý nên người ta thường lấy $L_k = (0,2 - 0,3)L_1$ khi có nhịp đeo và $L_k = 0,2L_1$ khi không có nhịp đeo. Chiều cao của cầu dầm mút thừa chọn tương tự chiều cao của cầu dầm liên tục.



Hình 5.4. Cầu dầm mút thừa

5.1.3. Sự làm việc kết cấu

Trong nhịp đơn giản, mô men lớn nhất do tĩnh tải xuất hiện tại giữa nhịp, và là mô men dương. Tại tiết diện này, biên trên chịu nén và biên dưới chịu kéo. Tuy nhiên, trong

nhịp liên tục, mô men lớn nhất do tĩnh tải xuất tại tiết diện trên trụ, và là mô men âm. Tại tiết diện này, biên trên chịu kéo và biên dưới chịu nén. Mô men âm sẽ giảm nhanh tại các tiết diện cách xa trụ và giảm đến bằng không tại tiết diện cách trụ khoảng một phần tư nhịp, nói chung được gọi là điểm uốn. Mô men do tĩnh tải giữa hai điểm uốn này trong mỗi nhịp là dương và mô men lớn nhất do tĩnh tải tại giữa nhịp nói chung bằng khoảng một nửa mô men âm do tĩnh tải tại trụ.

Đối với hoạt tải, trong nhịp đơn giản, mô men tại mỗi tiết diện là dương. Tuy nhiên, trong nhịp liên tục, mô men lớn nhất do hoạt tải có thể gây ra ứng suất đổi dấu tại các tiết diện gần điểm uốn; do vậy, cần thiết nghiên cứu ứng suất mỏi tại các vị trí này.

Trong nhịp liên tục, tổng mô men do tĩnh tải và hoạt tải tại trụ nói chung lớn hơn tại giữa nhịp. Do đó, khi thiết kế nhịp liên tục, tiết diện tại trụ thường phải quan tâm nhất. Tổng mô men do tĩnh tải và hoạt tải tại tiết diện trụ trong nhịp liên tục thường nhỏ hơn đáng kể mô men lớn nhất tại giữa nhịp của dầm đơn giản có cùng chiều dài nhịp. Điều này đem lại hiệu quả kinh tế khi dùng nhịp liên tục hơn là dùng nhiều nhịp đơn giản.

5.1.4. Chiều cao dầm chủ

Chiều cao d được xác định không những theo kinh nghiệm và thống kê như đã trình bày ở phần 5.1.2, mà còn có thể được xác định xuất phát từ các điều kiện như chiều cao kinh tế; và chiều cao đảm bảo độ cứng. Ngoài ra, khi lựa chọn chiều cao dầm chủ cần chú ý chiều cao kiến trúc, và tận dụng triệt để kích thước của các loại thép định hình đã có. Cần lưu ý rằng chiều cao dầm còn phụ thuộc vào loại thép được sử dụng, khoảng cách giữa các dầm chủ, tải trọng thiết kế,... nếu dầm sử dụng thép cường độ cao, khoảng cách giữa các dầm bé, tải trọng thiết kế nhỏ thì nên chọn chiều cao dầm bé, trường hợp ngược lại thì chọn chiều cao dầm lớn.

Chiều cao theo điều kiện kinh tế. Chiều cao kinh tế của dầm được xác định theo công thức dưới đây nhằm đảm bảo khối lượng thép sử dụng là ít nhất:

$$d = k.\sqrt[3]{\frac{M}{F_y}} \quad (mm) \qquad (5.1)$$

trong đó: k - hệ số kinh nghiệm về cấu tạo bản biên và vách dầm, thường lấy $k = 5,5 \div 6,5$. Ta lấy giá trị lớn hơn đối với dầm hàn nhịp nhỏ và giá trị nhỏ hơn đối với dầm hàn nhịp lớn;

M - mô men có hệ số lớn nhất (N.mm);

F_y - cường độ chảy của thép dầm chủ (MPa).

Chiều cao dầm chủ có thể chọn sai khác với chiều cao được xác định từ công thức (5.1) nhưng không nên quá 15% đối với dầm tổ hợp hàn.

Chọn theo điều kiện khống chế độ cứng. Điều kiện khống chế độ cứng tức là khống chế độ võng của dầm. Theo AASHTO, độ võng do hoạt tải có kể đến xung kích phải nhỏ hơn 1/800 chiều dài nhịp; nghĩa là:

$$\Delta_{LL+IM} \le \frac{1}{800}L \qquad (5.2)$$

với L là chiều dài nhịp.

Chọn chiều cao tối thiểu. Nếu Chủ đầu tư yêu cầu kiểm tra tỷ lệ chiều dài và chiều cao nhịp thì có thể xem xét dùng các giới hạn được cho ở bảng 5.1. Trong bảng 5.1, S là chiều dài nhịp của bản và L là chiều dài nhịp có cùng đơn vị mm.

Bảng 5.1. Chiều cao tối thiểu thông thường dùng cho kết cấu nhịp có chiều cao không đổi

Kết cấu nhịp		Chiều cao tối thiểu gồm cả bản mặt cầu	
Vật liệu	Loại kết cấu	Dầm đơn giản	Dầm liên tục
Bê tông cốt thép	Bản có cốt thép chủ song song với phương xe chạy	$\frac{1,2(S+3000)}{30}$	$\frac{S+3000}{30} \ge 165$
	Dầm T	0,070L	0,065L
	Dầm hộp	0,060L	0,055L
	Dầm kết cấu cho người đi bộ	0,035L	0,033L
Bê tông dự ứng lực	Bản	0,030L ≥ 165	0,027L ≥ 165
	Dầm hộp đúc tại chỗ	0,045L	0,040L
	Dầm I đúc sẵn	0,045L	0,040L
	Dầm kết cấu cho người đi bộ	0,033L	0,030L
	Dầm hộp liền kề	0,030L	0,025L
Thép	Chiều cao toàn bộ dầm I liên hợp	0,040L	0,032L
	Chiều cao của phần dầm I trong dầm liên hợp	0,033L	0,027L
	Dàn	0,100L	0,100L

5.1.5. Khoảng cách dầm

Dầm dọc thường làm thép hình chữ I hoặc I cánh rộng W. Vì thường đặt cách đều nhau nên các dầm trong thường có cùng kích thước. Nói chung, dầm ngoài yêu cầu ít nhất cũng bằng dầm trong và thực tế rằng người ta thường chọn dầm trong và ngoài cùng kích thước.

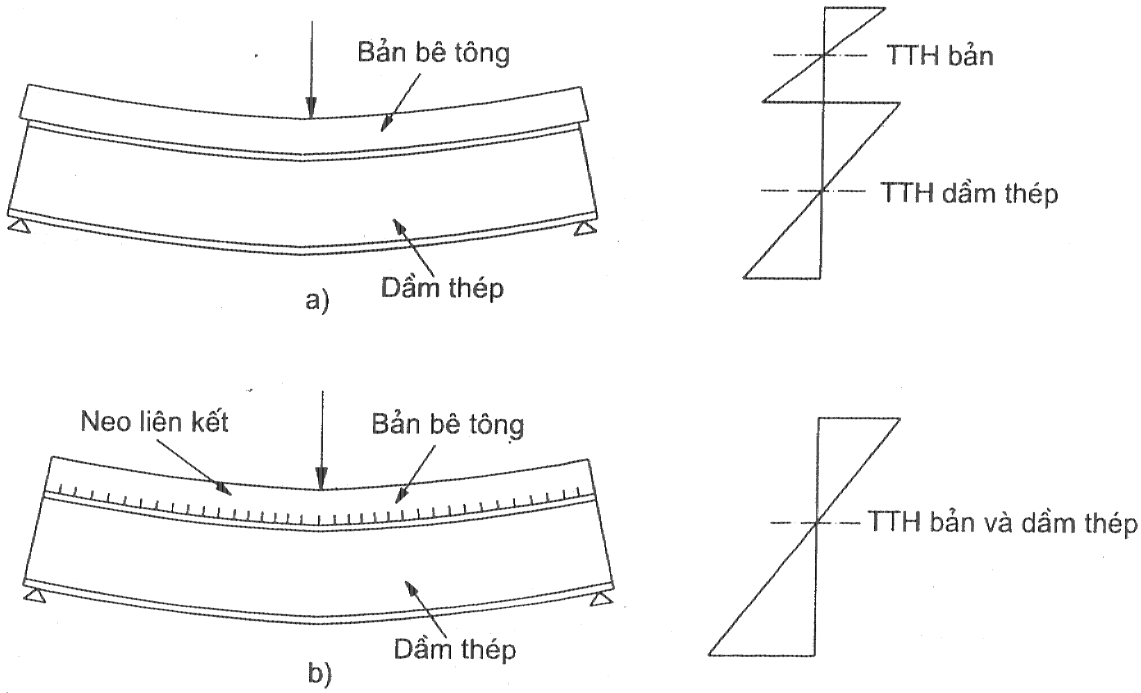
Ta thấy khoảng cách các dầm dọc càng lớn, tải trọng tĩnh càng lớn thì kích thước dầm dọc càng lớn. Khoảng cách giữa chúng là bài toán tối ưu ảnh hưởng đến cả kích thước của bản và dầm dọc. Thường có hai giải pháp thiết kế là chọn nhiều dầm nhỏ đặt dày và chọn dầm lớn đặt thưa. Biện pháp sau thường có hiệu quả hơn vì ít thép hơn, ít liên kết dầm ngang hơn, ít gối hơn và số dầm cần lắp ráp ít hơn. Đây là giải pháp mặt cắt ngang trong các cầu hiện nay ở các nước Nhật Bản, Mỹ, … Tuy nhiên, việc lựa chọn mặt cắt ngang ít dầm chủ sẽ làm tăng chiều cao xây dựng cầu. Trên quan điểm thực tiễn,

khoảng cách dầm thường chọn trên cơ sở chiều dày nhỏ nhất của bản, thường là 1900 mm hoặc gần hơn nữa. Ngay cả khi đã chọn chiều dày bản, ta có thể chọn nhiều khoảng cách dầm khác nhau. Ví dụ với chiều dày bản 200 mm, khoảng cách dầm dọc có thể chọn 1,8-2,1 m. Với cầu có chiều rộng đã định, nên chọn trong khoảng trên để khoảng cách dầm bằng nhau. Tốt nhất nên chọn số dầm chẵn, ít nhất là 4 dầm hoặc nhiều hơn để đảm bảo tính dư thừa của kết cấu và có thể sửa chữa mặt cầu hoặc thay thế nửa cầu mà vẫn đảm bảo giao thông.

5.2. CÁC LOẠI CẦU DẦM THÉP

5.2.1. Cầu dầm không liên hợp và liên hợp

Trong dầm không liên hợp, bản bê tông đơn giản chỉ kê vào biên trên của dầm thép. Một hiện tượng mà được biết là sự trượt xảy ra tại bề mặt tiếp xúc giữa thép và bê tông. Cả hai thành phần thép và bê tông biến dạng độc lập khi tải trọng đặt trên bản. Khi đó, biên trên của bản và của dầm chịu nén và biên dưới của bản và của dầm chịu kéo. Điều này dẫn đến trượt mà biến dạng kéo tại biên dưới của bản cộng với biến dạng nén tại biên trên dầm thép. Hiệu ứng này làm cho bản bê tông bị dãn dài vượt ra ngoài hai đầu dầm thép như được mô tả ở hình 5.5a. Nếu dầm và bản liên hợp lại thì chúng sẽ chịu tải trọng như một thành phần duy nhất. Sự liên hợp này thông qua các neo liên kết giữa dầm thép và bản bê tông. Chính sự liên hợp này, như được thể hiện ở hình 5.5b, làm biên trên của bản chịu nén và biên dưới của dầm thép chịu kéo mà không gây ra sự trượt giữa chúng.



Hình 5.5. *a) Dầm không liên hợp và b) Dầm liên hợp*

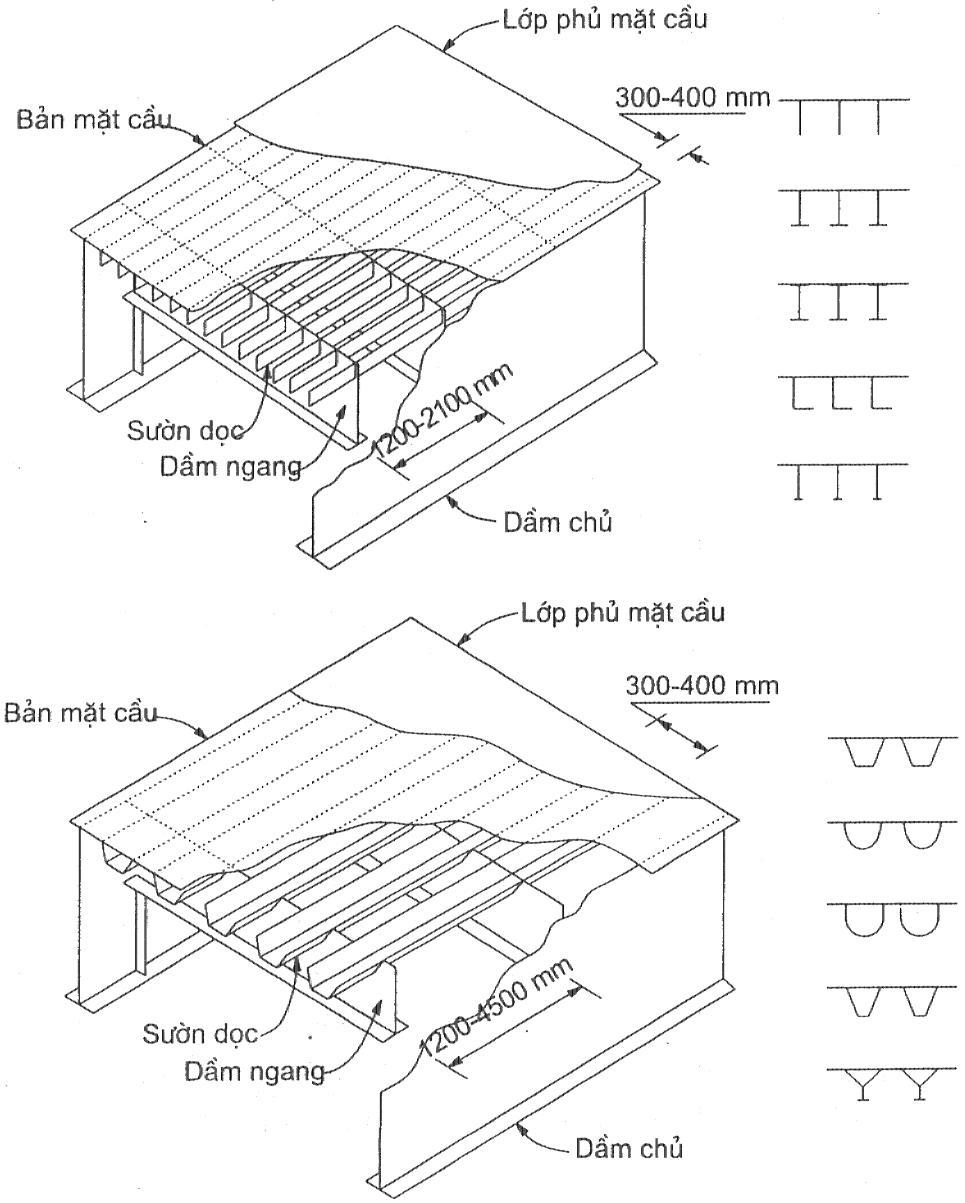
Kết cấu liên hợp trong dầm liên tục, bản mặt cầu tại trụ được xem như bị nứt do ứng suất kéo tại biên trên tiết diện. Tình huống tại trụ này đưa ra hai giải pháp cho người

thiết kế là hoặc không cho liên hợp, hoặc bố trí cốt thép trong bản. Trường hợp sau có nghĩa rằng cốt thép chịu kéo có thể cùng với dầm chịu lực kéo ở biên trên của tiết diện liên hợp. Tuy nhiên, đối với giữa nhịp, sự làm việc của tiết diện liên hợp giống như đối với nhịp đơn giản.

Đối với các nhịp nhỏ hơn 30 m, dầm thép liên hợp có thể dùng các thép cán dạng chữ I, và đối với nhịp lớn hơn thì nên dùng dầm ghép.

5.2.2. Cầu có bản trực hướng

Đặc điểm nổi bật của mặt cầu thép trực hướng là một trong những bộ phận quan trọng nhất trong cầu thép hiện đại. Mặt cầu bản trực hướng là loại mặt cầu trong đó dùng bản mặt cầu bằng thép thay cho bản mặt cầu bằng bê tông cốt thép. Hình 5.6 mô tả việc bố trí của cầu có bản trực hướng. Ở đây, bản mặt cầu có vai trò như biên trên của các sườn tăng cường dọc, dầm ngang và dầm chủ.



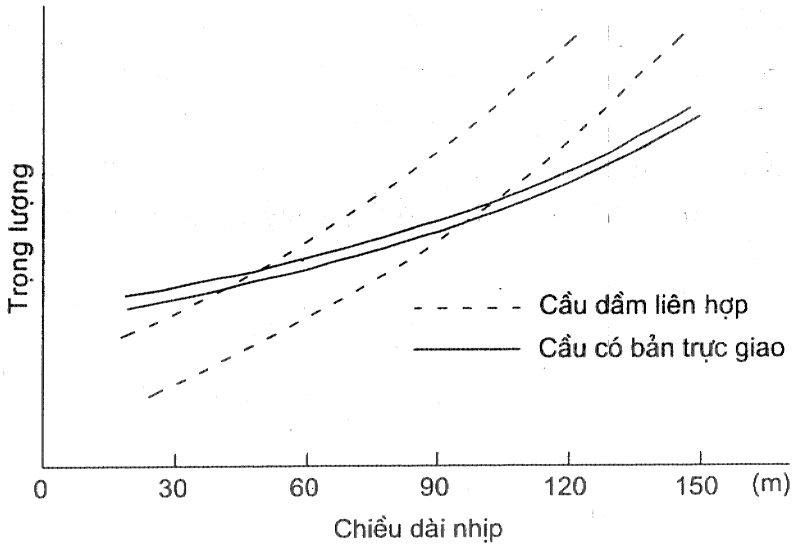
Hình 5.6. *Cấu tạo cầu có bản trực hướng*

Mặt cầu thép được tăng cường làm việc như một phần liên hợp với các bộ phận đỡ và có ba tính chất tiết diện riêng biệt. Đó là sức kháng uốn dọc đối với trục dọc của cầu; sức kháng uốn theo phương ngang của cầu; và sức kháng xoắn đối với trục dọc của cầu. Bởi vì tính dễ uốn của mặt cầu có các sườn dọc làm việc như dầm trên các gối đàn hồi nên bất kỳ tải trọng tập trung nào đặt trên mặt cầu sẽ phân bố lên một diện rộng gồm các dầm lân cận. Trên mặt cầu, một lớp phủ mặt cầu có trọng lượng nhẹ và mỏng được bố trí, và lớp này dày khoảng 40-60 mm.

Trong quá trình thiết kế cầu thông thường, các bộ phận kết cấu riêng lẻ như bản mặt cầu, dầm dọc, dầm ngang và dầm chính được thiết kế riêng biệt. Vì vậy, bản mặt cầu chịu trực tiếp tải trọng ô tô và truyền tải trọng này qua dầm dọc, và dầm dọc truyền xuống dầm ngang. Các dầm ngang này lại truyền tải trọng lên dầm chính. Vì vậy, các bộ phận riêng lẻ làm việc độc lập và không tham gia cường độ hoặc độ cứng với các bộ phận khác. Vấn đề ổn định ngang của cầu thông thường được đảm bảo bằng các hệ thống liên kết dọc trên và dưới.

Trong cầu có bản trực hướng, các bộ phận kết có nhiệm vụ tương hỗ với nhau. Bản mặt cầu, dầm dọc và dầm ngang cùng làm việc như một bộ phận kết cấu với bản mặt cầu thép có vai trò như một biên trên. Bản mặt cầu có tăng cường bằng các sườn dọc trở thành một phần của dầm chính. Bản mặt cầu cũng tham gia độ cứng ngang cầu cùng với dầm chính; vì vậy, hệ liên kết dọc tại mức mặt cầu không cần nữa. Hơn nữa, vì khoảng cách gần nhau giữa các sườn dọc và các dầm ngang nên hệ có khả năng phân bố tải trọng tập trung lên các phần tử lân cận tốt hơn. Chính vì vậy, mức độ an toàn chống lại sự phá hoại ở hệ này lớn hơn đáng kể so với hệ dầm mặt cầu của các cầu thông thường. Một tải trọng cục bộ sẽ gây ra sự phân bố ứng suất đàn hồi, thậm chí dẻo lên các bộ phận lân cận. Điều này đã loại bỏ sự phá hỏng ngay lập tức của các bộ phận chịu quá tải. Nếu tải trọng tăng hơn nữa đến giá trị cực hạn thì sự phá hỏng xảy ra tại một bộ phận cục bộ, và kết cấu tổng thể không bị ảnh hưởng.

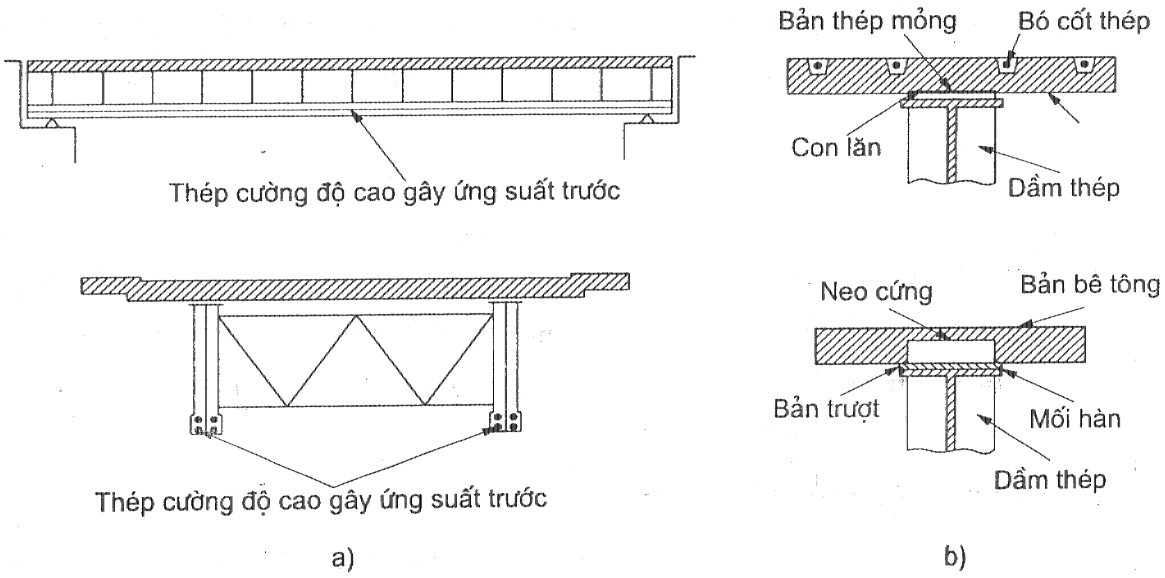
Trong các cầu nhịp lớn, mô men uốn do tĩnh tải chiếm một phần lớn của mô men tính toán. Vì vậy, việc làm giảm tĩnh tải có ảnh hưởng đáng kể đến tính kinh tế của cầu. Nghiên cứu giá thành của các cầu có bản bê tông thông thường và cầu có bản trực giao sẽ cho kết quả như được thể hiện ở hình 5.7. Với các nhịp lớn hơn 50 m, trọng lượng thép trong cầu có bản trực hướng thông thường nhỏ hơn so với cầu thông thường. Khi chiều dài nhịp tăng lên thì việc tiết kiệm thép sẽ đáng kể. Các nghiên cứu cũng cho thấy các cầu bản trực giao với các sườn gần nhau sẽ là kinh tế nhất. Chẳng hạn, một bản mặt cầu dày 10 mm được đỡ bởi các sườn dọc dạng máng hình thang khoảng cách 300 mm, dày 6 mm và kê trên các dầm ngang khoảng cách 4500 mm sẽ cho tiết diện bản mặt cầu nhỏ nhất. Đối với cầu nhịp ngắn và trung bình, các sườn có thể có chiều cao 200 mm, tăng lên đến 300 mm đối với nhịp 180 m hoặc hơn.



Hình 5.7: Tính kinh tế của các cầu trực giao và cầu thông thường khác

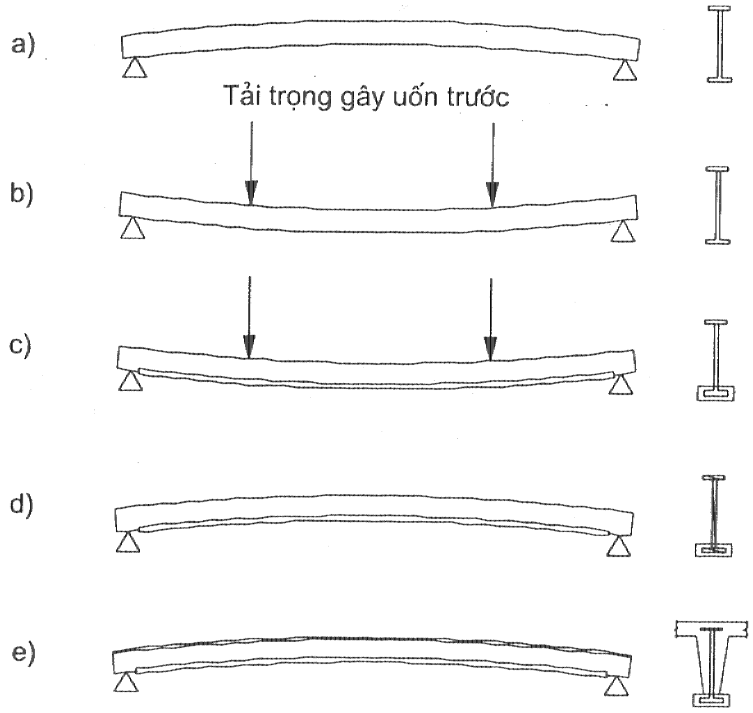
5.2.3. Cầu dầm thép ứng suất trước

Cầu dầm thép ứng suất trước là loại cầu dùng lực căng trước để tăng khả năng chịu tải của các bộ phận cầu giống như trong cầu bê tông ứng suất trước (xem hình 5.8). Thép gây ứng suất trước thường là thép có cường độ chịu kéo cao để nén trước một dầm thép nhằm tạo kết cấu cứng hơn và làm việc hiệu quả hơn. Kết cấu thép ứng suất trước được xem như biện pháp tốt khi sử dụng nhiều loại thép có cường độ khác nhau cho dầm, dàn và các kết cấu khác; và có thể làm giảm chiều cao kết cấu. Trong kết cấu này, lực căng trước kết hợp với độ lệch tâm để tạo ra trạng thái ứng suất ngược dấu với ứng suất do tải trọng. Kết quả là tổng hợp ứng suất không vượt quá một giới hạn quy định. Kết cấu thép ứng suất trước có thể dùng để xây dựng các cầu mới và đặc biệt có hiệu quả khi tăng cường sửa chữa các cầu cũ thông qua việc tăng cường các bộ phận chịu lực chính như dầm, dàn, mặt cầu,...



Hình 5.8. *Các dạng tạo ứng suất trước trong dầm thép*
a) Bố trí bó cốt thép nằm ngoài bản; b) Bố trí bó cốt thép nằm trong bản

Một dạng khác của dầm thép ứng suất trước là dầm uốn trước. Các dầm này được tạo ứng suất trước bằng kỹ thuật uốn trước dầm do Lipski đề nghị năm 1949. Dầm uốn trước có thể là dầm bằng thép cường độ cao được bọc bê tông. Nó tạo ứng suất trước ngược dấu với ứng suất do tải trọng trong bê tông nhưng cùng dấu với thép và kết quả là làm giảm vết nứt trong bê tông và giảm độ võng do hoạt tải. Kỹ thuật chế tạo được thể hiện ở hình 5.9:



Hình 5.9. *Dầm thép uốn trước*
a) Dầm thép uốn trước; b) Dùng tải trọng để uốn trước; c) Bọc bê tông biên dưới và để khô cứng; d) Nén bê tông biên dưới bằng cách dỡ tải uốn trước; e) Dùng dầm đã uốn trước như một dầm liên hợp kép

- Trước hết uốn dầm theo hướng tải trọng và sau đó bọc bản biên chịu kéo bằng bê tông cường độ cao trong khi dầm đang ở trạng thái bị uốn và có ứng suất trước.
- Tải trọng dùng để uốn trước dầm được dỡ bỏ sau khi bê tông đạt cường độ như mong muốn. Như vậy, ta đã nén trước bê tông bọc ở biên chịu kéo.
- Trước khi uốn, dầm được tạo độ vồng trước đến cao độ mong muốn, sau đó hàn neo chống cắt để tạo tiết diện liên hợp. Sau khi lắp ráp vào vị trí cầu, vách và bản biên trên cũng được bọc bê tông thường được đổ tại chỗ cùng với bản mặt cầu.

Mặc dù dầm uốn trước có thể áp dụng cho mọi kết cấu nhưng việc áp dụng cho cầu còn hạn chế do tĩnh tải tăng lên nhiều.

5.2.4. Cầu dầm hộp thép liên hợp

Dầm hộp thép bê tông liên hợp được dùng cho các nhịp lớn hơn bởi vì độ cứng xoắn và khả năng chịu uốn cao hơn so với dầm chữ I. Chúng được sử dụng rộng rãi trong các cầu cạn thành phố và cầu nhịp lớn. Với độ cứng xoắn cao, chúng rất được ưa dùng trong

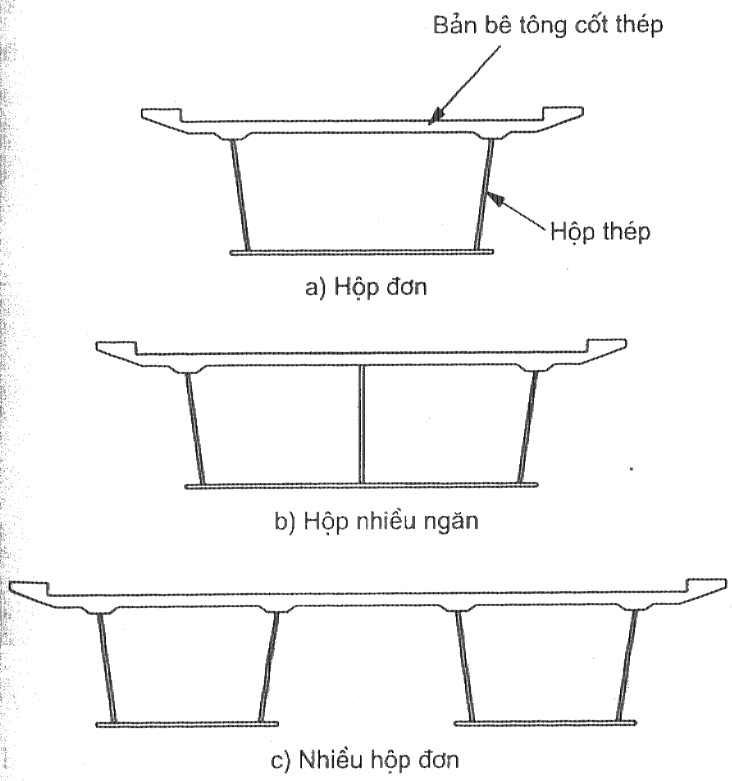
kết cấu cầu cong. Hình dạng kín của nó có hiệu quả trong việc chống rỉ nhiều hơn đối với dầm hở, vì hình dạng này làm giảm nhiều diện tích bề mặt tiếp xúc với môi trường làm chúng ít rỉ hơn. Hơn nữa, dầm hộp đem lại hình dáng kiến trúc đẹp.

Về cơ bản, dầm hộp liên hợp bao gồm bản bê tông đặt trên đỉnh tiết diện hộp thép mà được làm bởi hai vách, hai bản biên trên, một bản biên dưới giữa các vách, và neo chống cắt được hàn vào bản biên trên và nằm trong bản bê tông:

- Bề rộng bản biên trên phải đủ để bố trí các neo theo yêu cầu và đảm bảo điểm kê cho bản mặt cầu.
- Vách có thể dạng thẳng đứng hoặc xiên. Dạng xiên thông thường không quá 1:4. Vách được thiết kế để chịu cắt.
- Bản biên dưới chịu uốn thường được bố trí với các sườn tăng cường dọc, đặc biệt ở những nơi có mô men âm.

Cầu dầm hộp liên hợp bao gồm một hoặc nhiều hộp phụ thuộc vào bề rộng cầu. Mỗi dầm gồm một hoặc nhiều ngăn. Hộp có thể hình chữ nhật hoặc hình thang. Hình 5.10 mô tả các tiết diện ngang tiêu biểu của cầu dầm hộp liên hợp. Thông thường, bề dày của bản bê tông làm giới hạn khoảng cách giữa các vách dầm. Tuy nhiên, bản mặt cầu dày hơn trong một số trường hợp được sử dụng trong các ngăn rộng hơn để đạt được tính kinh tế tổng thể.

Đối với dầm hộp đơn có nhiều ngăn, lực cắt sẽ phân cho các vách và làm giảm hiện tượng cắt trễ. Độ cứng xoắn của hệ thống này cùng với bản bê tông sẽ phân bố tải trọng giữa các dầm lân cận tốt hơn. Chính các đặc tính này làm cho dầm hộp đơn nhiều ngăn có sức hút về kinh tế đối với các cầu nhịp lớn.



Hình 5.10. *Các loại tiết diện hộp liên hợp*

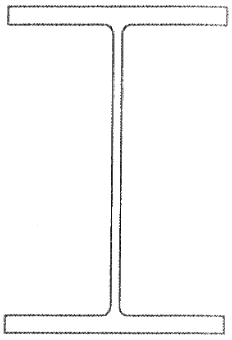
Bản bê tông khi đông cứng đóng vai trò chống đỡ ngang cho bản biên trên. Tuy nhiên, trước khi bê tông đông cứng, biên trên có thể bị mất ổn định ngang. Vì vậy, cần thiết phải bố trí hệ liên kết dọc trong quá trình thi công để kết cấu làm việc như một hộp kín cho đến khi bê tông bản đông cứng và đạt được độ cứng xoắn.

Dầm ngang hoặc hệ liên kết ngang thông thường được bố trí tại hai đầu nhịp và tại một số vị trí bên trong. Việc bố trí chúng ở các vị trí bên trong có tác dụng phân bố hoạt tải lên các dầm và ngăn cản thép không bị oằn. Chúng phải chịu các tải trọng gió và động đất, cũng như chống đỡ cho biên chịu nén. Chúng cũng đảm bảo rằng sẽ ngăn cản hiện tượng xoắn vặn dầm hộp trong quá trình chế tạo.

5.3. CẤU TẠO DẦM THÉP

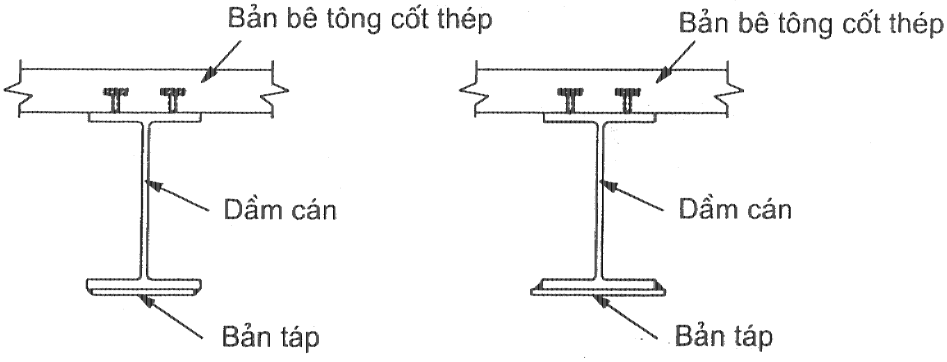
5.3.1. Dầm cán

Dầm cán là loại kết cấu kinh tế và tiện lợi nhất đối với các cầu nhịp ngắn (nhỏ hơn 25 m). Tiết diện thường dùng có dạng chữ I hoặc I cánh rộng; và là tiết diện đối xứng hai phương, nghĩa là kích thước biên trên và biên dưới như nhau (xem hình 5.11). Vách với chiều dày đủ chịu cắt và chống mất ổn định không cần phải bố trí sườn tăng cường.

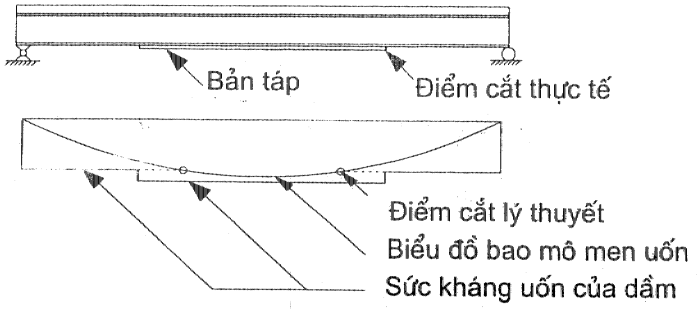


Hình 5.11. *Tiết diện chữ I*

Khi dùng dầm cán, sức kháng uốn của tiết diện liên hợp có thể được tăng lên bằng cách hàn thêm bản táp vào biên dưới dầm. Bản táp có thể rộng hoặc hẹp hơn bản biên dưới (xem hình 5.12). Trong nhịp đơn giản, tính kinh tế có thể đạt đến nếu dùng dầm cán nhỏ hơn yêu cầu đối với mô men lớn nhất và hàn thêm bản táp ở vị trí có mô men lớn nhất (xem hình 5.13).



Hình 5.12. *Dầm cán có bản táp*



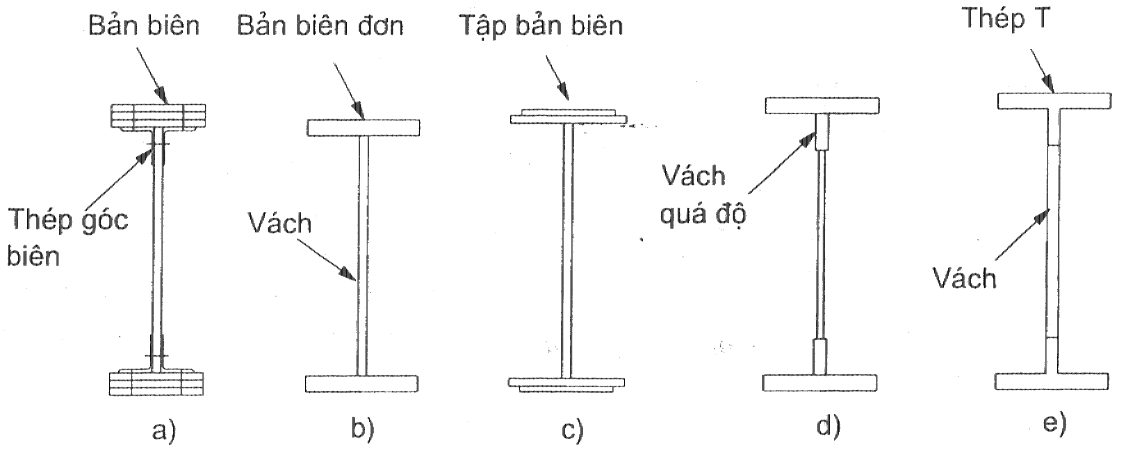
Hình 5.13. *Chiều dài bản táp và các biểu đồ mô men*

5.3.2. Dầm tổ hợp

Ưu điểm chính của dầm tổ hợp là khả năng tạo ra các kích thước các bộ phận dầm phù hợp với mô men uốn và lực cắt khi thiết kế. Điều này đem lại tính kinh tế về vật liệu trong kết cấu nhịp. Một điểm cần chú ý rằng một dầm với sự thay đổi tiết diện nhiều có thể cho thấy khối lượng thép là ít nhất, nhưng có thể sẽ không phải là dầm kinh tế nhất bởi vì sự thay đổi này làm tăng giá thành chế tạo mà người thiết kế cần phải chú ý tới.

Trong dầm tổ hợp nhịp đơn giản có chiều cao không đổi, chiều cao vách thông thường được xác định bởi mô men uốn lớn nhất, trong khi đó bề dày của nó phụ thuộc vào lực cắt. Bề dày nhỏ nhất của vách bị khống chế bởi tỷ số chiều cao và bề dày; nghĩa là, chiều cao càng tăng thì bề dày tối thiểu cũng tăng. Tuy nhiên, diện tích yêu cầu của bản biên giảm khi tăng chiều cao vách. Mặt khác, khi vách có bố trí thêm các sườn tăng cường thì bề dày yêu cầu có thể lấy thấp hơn. Vì vậy, để đạt đến tính kinh tế, một số cách bố trí cần được đưa ra và so sánh.

Dầm tổ hợp dạng chữ I có thể được chế tạo từ thép tấm, thép góc, hoặc thép T. Hình 5.14 thể hiện một số tiết diện dầm tổ hợp. Trước khi sử dụng liên kết hàn, bản biên thường gồm bốn thép góc với hai hàng bu lông hoặc đinh tán liên kết với vách, bản ngang được liên kết với thép góc để tăng cường bản biên khi cần thiết (xem hình 5.14a). Hiện nay trong dầm ghép hiện đại, dầm hàn được hay dùng. Nó chỉ gồm các tấm phẳng là các bản biên trên và dưới, bản biên có thể là bản biên đơn (xem hình 5.14b) hoặc bản biên được hàn thêm bản táp (xem hình 5.14c) và một vách hàn với nhau tạo thành dầm chữ I. Hình 5.14d thể hiện tiết diện có bố trí vách quá độ có bề dày lớn hơn nhằm tăng sức kháng uốn của tiết diện. Ngoài ra, có thể dùng thép chữ T để chế tạo dầm I như được thể hiện hình 5.14e.

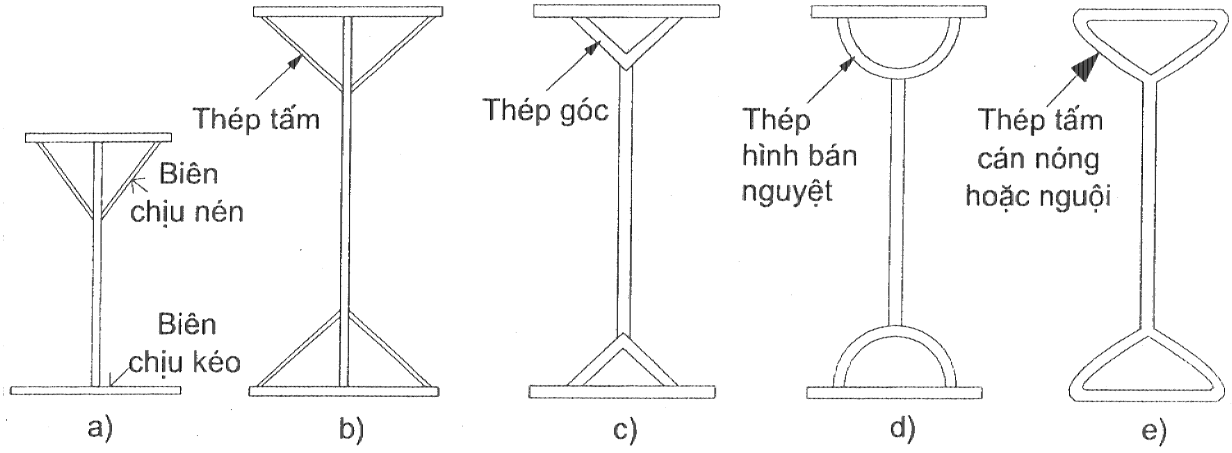


Hình 5.14. *Các dạng tiết diện dầm thép*

a) Dầm ghép bằng đinh tán hoặc bu lông; b) Dầm ghép bằng mối hàn; c) Dầm ghép hàn có bản táp; d) Dầm ghép hàn qua tấm dày hơn vách; e) Tiết diện chữ T cánh rộng hàn với tấm thép

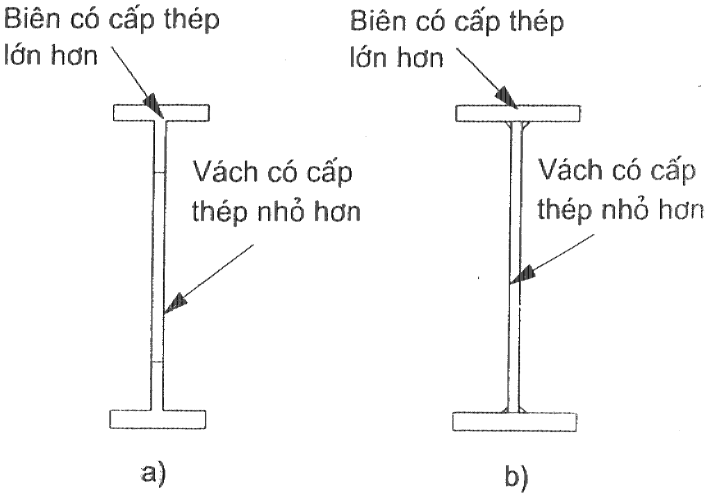
Ngoài ra cũng có thể có vài dạng tiết diện khác nhằm phân bố vật liệu có hiệu quả hơn trong tiết diện ngang. Có một dạng tiết diện ngang mà bản biên có dạng chữ Δ nên

được gọi là dầm delta như được thể hiện ở hình 5.15. Dầm delta thực chất là một dầm ghép có biên hình ống, ống này được ghép từ hai tấm thép ngắn đặt xiên hàn với vách (xem hình 5.15b) và các bản biên hoặc chỉ với biên chịu nén (xem hình 5.15a). Do tạo điểm tựa cho biên chịu nén nên tấm xiên có tỷ lệ chiều rộng trên chiều dày lớn hơn so với bản biên. Các biên dạng trên có tác dụng như sườn tăng cường dọc chống đỡ vách nên có thể tránh được sườn tăng cường đứng. Nói chung, các tấm này nâng cao độ cứng chống xoắn của dầm về mặt tổng thể, do đó nâng cao khả năng chịu ổn định cũng như khả năng chịu ổn định cục bộ của cả hai biên và vách. Việc tăng cường khả năng chống ổn định có thể không phải là quan trọng khi bê tông mặt cầu đã khô cứng và tạo ổn định ngang cho dầm; tuy nhiên nó có tác dụng trong giai đoạn vận chuyển và lắp ráp. Tiết diện biên dạng ống có thể được cấu tạo bằng một thép góc cánh rộng (xem hình 5.15c) hoặc tiết diện bán nguyệt hàn với vách (5.15d) hoặc dạng cánh rỗng (5.15e).



Hình 5.15. *Dầm delta*
a) Biên chịu nén tiết diện chữ V làm bằng thép tấm; b) Cả hai biên chữ V làm bằng thép tấm; c) Bản biên dạng chữ V bằng thép góc cánh rộng; d) Bản biên hình ống làm bằng thép hình bán nguyệt

Đối với dầm tổ hợp, người thiết kế có thể phân bố vật liệu giữa vách và bản biên theo hướng kinh tế nhất. Vì dầm ghép được chế tạo từ các tấm thép riêng biệt nên có thể chọn bản biên và vách có cấp thép giống hoặc khác nhau. Thép cường độ cao hơn được dùng trong các bộ phận có ứng suất cao hơn, còn thép cường độ thấp hơn dùng vào nơi có ứng suất thấp hơn. Kết cấu như vậy gọi là "kết cấu lai". Cấu tạo dầm lai được mô tả ở hình 5.16.

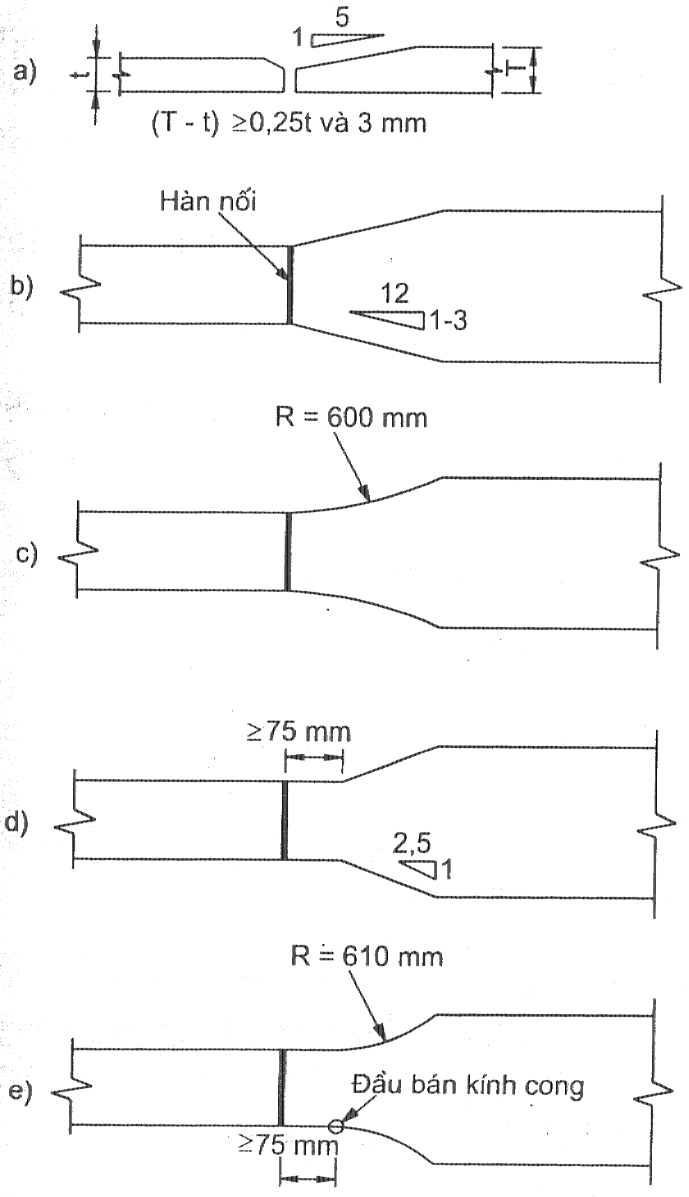


Hình 5.16. *Tiết diện dầm lai*

Nó gồm bản biên và vách làm bằng các loại thép cấp khác nhau và có cường độ khác nhau tùy theo ứng suất. Trong dầm, ứng suất do uốn lớn nhất ở bản biên và thấp hơn trong vách hoặc nói cách khác vách chỉ chiếm phần nhỏ khả năng chịu uốn trong dầm.

AASHTO định nghĩa dầm lai là dầm thép chế tạo trong xưởng có vách làm bằng thép có cường độ chảy thấp hơn một hoặc cả hai biên dầm. Khi ứng suất lớn nhất trong biên nhỏ hơn hoặc bằng cường độ chảy của vách thì dầm được gọi là thuần nhất. Dầm lai ghép có thể được ghép từ tiết diện T cánh rộng bằng thép cấp cao hơn hàn với vách cấp thấp hơn hoặc được chế tạo từ các tấm thép có cường độ khác nhau theo chiều dọc cầu. Dầm lai có thể dùng làm dầm không liên hợp hoặc liên hợp.

Như đã đề cập ở trên, việc dùng bản táp làm thay đổi sức kháng uốn của tiết diện để đạt tới hiệu quả kinh tế. Bản táp hàn vào mỗi biên dầm chỉ giới hạn một bản. Các đường hàn góc liên kết với bản táp với dầm được thiết kế để chịu lực cắt nằm ngang giữa bản táp và biên dầm. Việc sử dụng bản táp trong cầu dầm đơn giản khá thông dụng; nhưng đối với dầm liên tục bản táp nói chung ít dùng hơn.



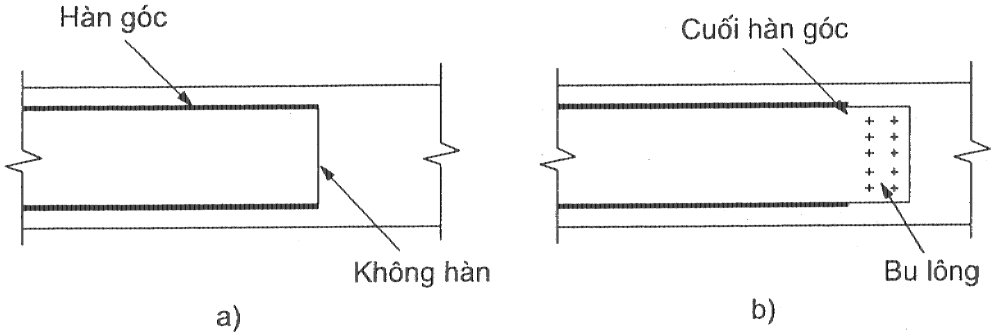
Hình 5.17. *Thay đổi bề dày và bề rộng*

Bề dày lớn nhất của bản táp thường lấy 1,5 lần bề dày bản biên mà nó liên kết vào. Bề dày và bề rộng của bản táp có thể thay đổi bằng mối hàn đối đầu các tấm có bề dày hoặc bề rộng khác nhau sao cho đường chuyển tiếp phải nhẵn. Hình 5.17 thể hiện đường chuyển tiếp này bằng cách giảm bề dày hoặc bề rộng của tấm lớn hơn tương ứng với bề dày hoặc bề rộng tấm nhỏ hơn, trong đó hình 5.17d và e do AASHTO đề nghị. Sự chuyển tiếp cũng có thể bằng cách thay đổi bề mặt của chính đường hàn đối đầu (V đơn, V kép, J đơn, J kép, ...). Các thí nghiệm siêu âm đối với các tấm này phải được kiểm tra trước khi liên kết biên dầm.

Ở hai đầu bản táp, sự thay đổi đột ngột của tiết diện biên dầm sẽ gây ra tập trung ứng suất trong mối hàn góc, tạo ra vùng bị nứt do mỏi. Các vết nứt bắt nguồn từ chân đường hàn và truyền qua biên dầm; thậm chí vết nứt có thể dẫn đến sụp đổ dầm. Để tránh khả năng tạo vết nứt này, nhiều cấu tạo được đưa ra đối với hai đầu bản táp. Trong phần này, có hai điều kiện quan trọng cần được xem xét. Thứ nhất, lực kéo phân bố đều trên bề rộng bản táp sẽ được truyền một cách đơn giản và trực tiếp vào biên dầm mà không có bất kỳ sự tập trung ứng suất nào. Thứ hai, sự thay đổi tiết diện ngang bản táp trong phạm vi cắt bớt phải từ từ để cho sự thay đổi ứng suất do uốn cũng phải từ từ và cường độ mỏi của dầm tại ví trí này không giảm đi. Với các điều kiện này, một vài cấu tạo được đề nghị dưới đây:

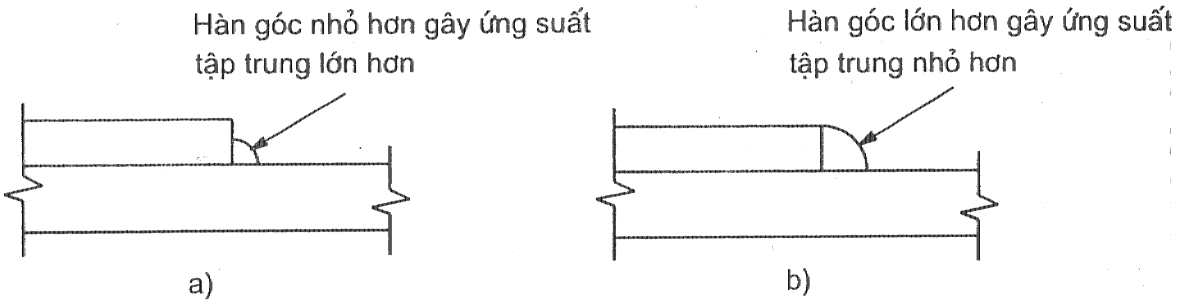
1. Bỏ qua mối hàn ngang tại hai đầu bản táp (xem hình 5.18a). Tuy nhiên, cách này có thể không thích hợp về tính lâu bền vì đường hàn liên tục sẽ làm kín hai đầu bản táp nhằm ngăn cản sự xâm nhập hơi nước bên dưới tấm mà nếu không sẽ gây rỉ thép.

2. Dùng bu lông ở hai đầu bản táp thay cho việc dùng mối hàn ngang (xem hình 5.18b). Tuy nhiên, cấu tạo này không tạo mỹ quan và có thể không phải là giải pháp hay dùng.



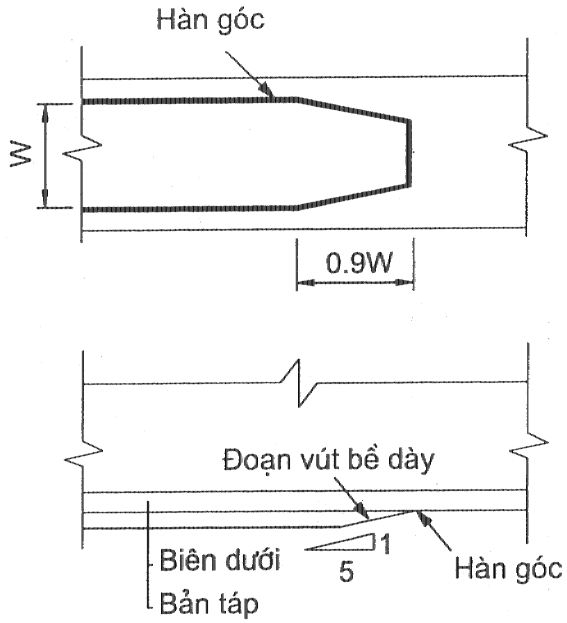
Hình 5.18. *Cấu tạo hai đầu bản táp*

3. Như đã nói ở trên, điều kiện thứ nhất cần xem xét, tức là việc truyền lực trực tiếp vào biên dầm mà không gây ra sự tập trung ứng suất, có thể đạt được bằng cách dùng đường hàn góc lớn theo phương ngang tại đầu bản táp. Một đường hàn góc lớn này, ngược với đường hàn góc nhỏ hơn, sẽ truyền lực đều hơn thông qua bề mặt giữa mối hàn và biên dầm vào bản táp, và cải thiện cường độ mỏi của liên kết (xem hình 5.19).



Hình 5.19. *Ảnh hưởng của đường hàn góc lớn (nhỏ) đến sự tập trung ứng suất*

4. Điều kiện xem xét thứ hai, tức là sự thay đổi từ từ tiết diện bản táp tại vùng cắt bớt, thiên về tạo đoạn vút bề rộng bản táp. Đối với bề dày, bản táp có thể vút bề dày để cải thiện sự chuyển tiếp từ từ của tiết diện. Hình 5.20 thể hiện các tỷ lệ của của đoạn vút theo bề rộng và bề dày.



Hình 5.20. *Tỷ lệ đoạn vút của bản táp*

5. Một số tài liệu đề nghị cả bản táp và các đường hàn góc tại hai đầu được làm vút 1:3 để tránh vết nứt do mỏi.

6. Để tránh khả năng vết nứt do mỏi do đường hàn ngang tại đầu bản táp, một số tác giả đề nghị rằng bản táp cần được kéo dài qua điểm cắt lý thuyết của bản táp bằng khoảng cách không nhỏ hơn:

- 2 lần bề rộng bản táp danh định khi không hàn tại hai đầu bản táp.
- 1,5 lần bề rộng bản táp danh định khi có hàn tại hai đầu bản táp.
- Bản táp phải được kéo dài vượt qua điểm cắt lý thuyết trong phạm vi cách 1,5 m đầu dầm.

Đối với cầu ô tô, khoảng cách giữa các dầm phụ thuộc vào bề dày nhỏ nhất của bản bê tông. Khoảng cách dầm lớn nhất được xác định ứng với bề dày bản mặt cầu là nhỏ nhất. Nếu khoảng cách dầm lớn hơn thì bề dày bản sẽ lớn hơn, và vì vậy làm tăng tĩnh

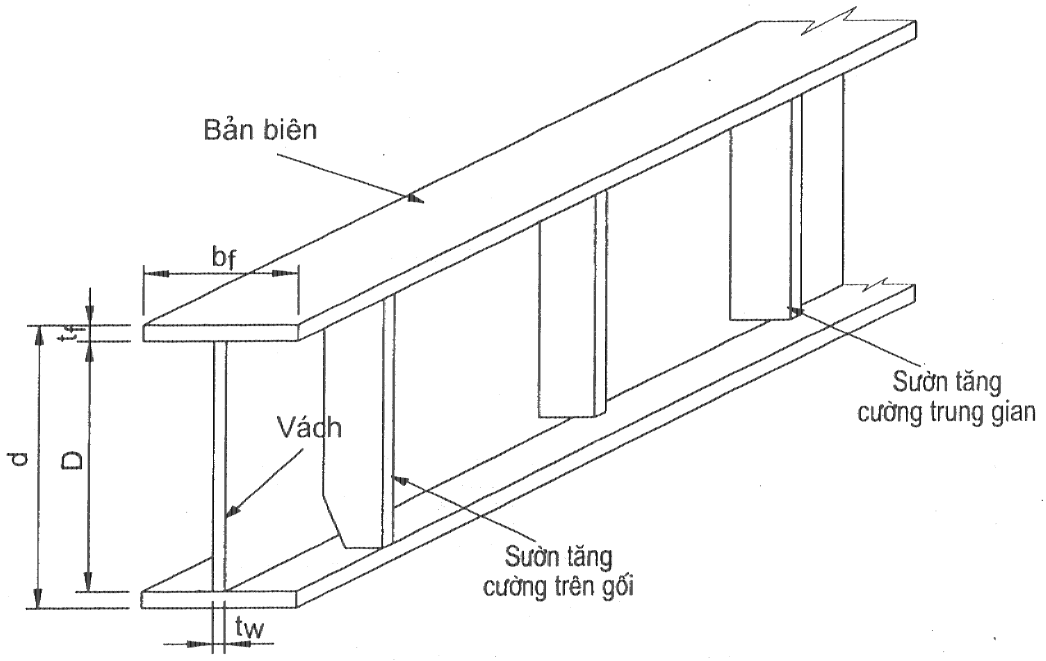
tải và dầm nặng hơn, và làm mất đi sự tiết kiệm thép khi dùng số dầm ít hơn. Hơn nữa, tải trọng phân bố lên dầm biên có thể khác nhiều so với các dầm trong.

5.3.3. Các bộ phận của dầm tổ hợp

5.3.3.1. Bản biên

Thông thường xuất phát từ yêu cầu kinh tế, bản biên có bề rộng hẹp và vách có chiều cao lớn để tăng mô men quán tính của tiết diện dầm. Điều này có thể dẫn đến tiết diện không chắc và mảnh bởi vì bản biên và vách đều có tỷ số chiều rộng trên chiều dày lớn.

Khi tỷ số giữa chiều rộng và bề dày lớn, bản biên rất dễ bị mất ổn định cục bộ. Kết quả là có thể gây ra hư hỏng sớm toàn kết cấu dầm hoặc làm suy giảm khả năng chịu tải bởi phân bố ứng suất không đều. Vấn đề ổn định cục bộ bản biên được đánh giá qua tỷ số $(b_f/2)/t_f$ (xem hình 5.21) và sẽ được trình bày trong phần 5.4.



Hình 5.21. *Các bộ phận trong dầm ghép*

Trong dầm tổ hợp liên hợp nhịp đơn giản, bề rộng và bề dày bản biên trên thường được giữ không đổi. Sức kháng của tiết diện liên hợp có thể thay đổi bằng cách thay đổi diện tích bản biên dưới; nghĩa là thay đổi bề rộng hoặc bề dày bản biên dưới. Việc thay đổi bề dày có thể theo hai cách: bằng mối hàn đối đầu giữa các bề dày khác nhau theo phương ngang; và bằng mối hàn góc của bản táp vào bản biên dưới.

Vì đường hàn đối đầu có giá thành cao nên bản biên có hàn đối đầu theo phương ngang trong nhịp ngắn có thể làm cho tổng giá thành đường hàn tăng cao và không thể là một cách phương án kinh tế. Vì vậy, trong các trường hợp như thế, việc dùng bản táp có thể đem lại hiệu quả kinh tế hơn.

Ở những nơi các bản biên có bề dày không bằng nhau được hàn đối đầu, tấm có bề dày lớn hơn phải được vút về tấm mỏng hơn với độ dốc không quá 1:5 (xem hình

5.17a). Trong trường hợp chênh lệch bề dày của các tấm nhỏ hơn 25% so với bề dày tấm mỏng hơn, hoặc không lớn hơn 3 mm, có thể không làm đoạn vút như trên và khi đó đoạn vút được tạo bởi chính mối hàn đối đầu.

Việc chuyển tiếp về rộng bản biên dưới có thể được thực hiện theo cách đã trình bày ở hình 5.17b, c, d, và e. Tuy nhiên, cách làm này ngày nay không phổ biến bởi vì giá thành chế tạo cao.

5.3.3.2. Vách

Vách trong dầm tổ hợp có thể không đổi hoặc thay đổi chiều cao. Dầm tổ hợp có vách cao hơn gần các gối được gọi là dầm có chiều cao thay đổi. Do lực cắt tăng gần gối nên tại các vùng này vách có thể cao hơn. Tuy nhiên, giá thành chế tạo cao có thể làm cho dầm có chiều cao thay đổi đối với nhịp đơn giản ít dùng hơn. Điều này có nghĩa là đối với dầm liên tục sẽ kinh tế hơn.

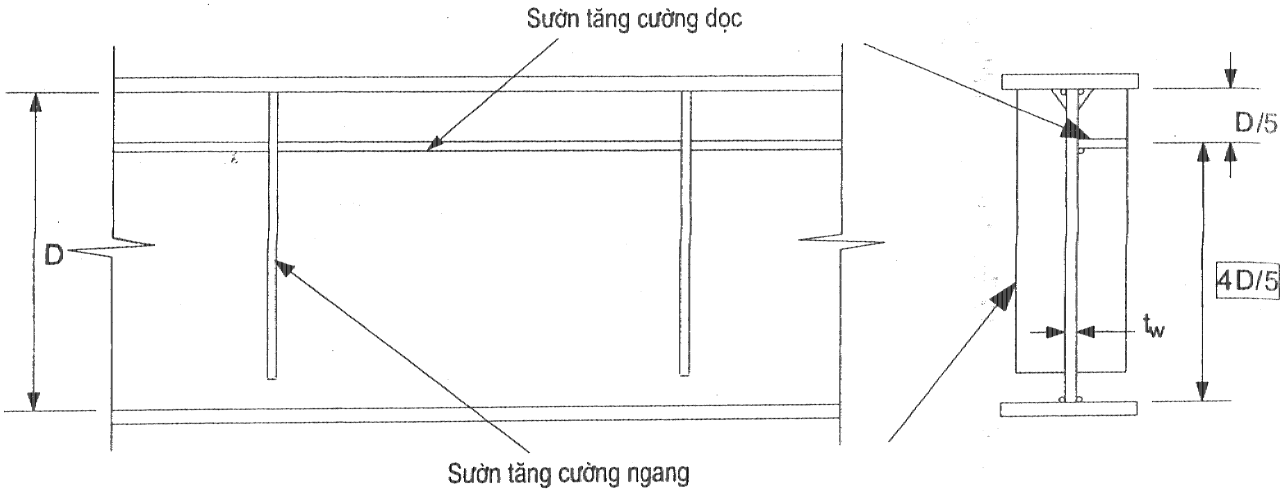
Như đối với biên dầm, bề dày của vách cũng có thể thay đổi tương ứng với lực cắt dọc theo chiều dài dầm. Tuy nhiên, giá thành của thép liên quan đến giá thành chế tạo được xem xét đầu tiên. Thông thường đối với nhịp ngắn, bề dày không đổi của vách sẽ thích hợp hơn. Trong các nhịp lớn hơn mà ở đó các mối nối vách không thể tránh khỏi do giới hạn chiều dài của các tấm hoặc do vận chuyển, việc thay đổi bề dày tương ứng với lực cắt yêu cầu có thể được xem xét. Mối hàn dùng để nối vách thường là rãnh V kép hoặc V đơn phụ thuộc vào bề dày vách.

Ngoài đảm bảo sức kháng cắt, vách còn có nhiệm vụ đỡ các bản biên đủ xa để tăng sức kháng uốn có hiệu quả. Tuy nhiên, khi vách có chiều cao lớn có thể dẫn đến mất ổn định do dầm bị cong và do ứng suất nén trong vách khi chịu mô men uốn. Do vậy, để loại trừ sự mất ổn định này, tỷ lệ giữa chiều cao và bề dày vách D/t_w phải được giới hạn. Vấn đề này sẽ được trình bày trong phần 5.4.

AASHTO đề nghị về giới hạn kích thước bản biên so với vách là $b_f/2t_f \le 12$, $b_f \ge D/6$, và $t_f \ge 1,1t_w$.

5.3.3.3. Sườn tăng cường

Sườn tăng cường là một bộ phận của dầm tổ hợp. Trước đây, nó thường làm bằng thép góc trong dầm tổ hợp đinh tán và bu lông; còn hiện nay thường dùng thép tấm trong dầm hàn vì nó hiệu quả hơn rất nhiều. Sườn tăng cường được hàn vào vách dầm để phân bố tải trọng, truyền lực cắt, và chống mất ổn định cho vách dầm. Trong dầm tổ hợp, việc dùng sườn tăng cường ngang hoặc dọc, có khi kết hợp cả hai loại này đóng vai trò quan trọng trong thiết kế. Yêu cầu đặt sườn tăng cường phụ thuộc vào tỷ số giữa chiều cao và chiều dày vách D/t_w. Sườn tăng cường có thể đặt thẳng đứng theo phương tác dụng tải trọng hoặc đặt dọc song song với trục dầm như được thể hiện ở hình 5.22.



Hình 5.22. *Sườn tăng cường ngang và dọc*

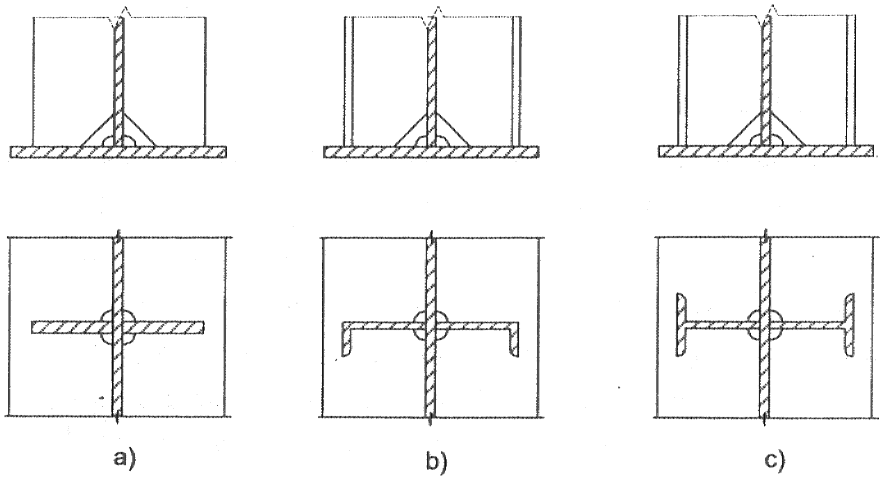
Việc dùng sườn tăng cường dọc với mục đích để sử dụng được vách mỏng, tăng cường vách chịu uốn, chống biến dạng ngang của vách, và cải thiện chịu mỏi do giảm biến dạng ngang. Sườn tăng cường dọc thường chỉ dùng cho các cầu liên tục nhịp lớn khi chiều cao dầm lớn hơn 2 m. Vì giá thành chế tạo cao nên chỉ dùng nó khi thật sự cần thiết. Nhiều ý kiến cho rằng dùng sườn tăng cường dọc chỉ kinh tế khi chiều dài nhịp lớn hơn 90 m.

5.3.3.3.1. Sườn tăng cường ngang

Về cơ bản, sườn tăng cường ngang được phân thành hai loại là sườn tăng cường trên gối và sườn tăng cường trung gian.

a) Sườn tăng cường trên gối

Sườn tăng cường trên gối được bố trí tại gối để chịu phản lực gối và tại nơi có lực tập trung. Nó được thiết kế như một cột với diện tích có hiệu có kể thêm phần vách. Hình 5.23 thể hiện một số dạng sườn tăng cường gối hay dùng trong cầu. Ở những cầu lớn, khi dầm tổ hợp quá cao thì có thể bố trí hai cặp sườn tăng cường gối nhưng cần chú ý đến việc hàn liên kết và sơn cầu.

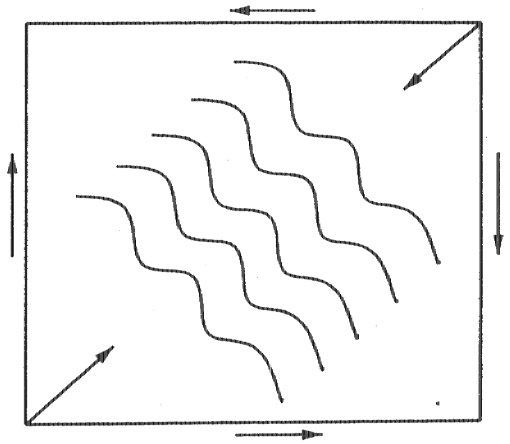


Hình 5.23. *Các dạng sườn tăng cường gối*
a) Dạng tấm; b) Dạng thép góc; c) Dạng chữ T

Việc liên kết sườn tăng cường gối với các biên dầm có thể bằng cách gắn chặt nó vào biên dầm để truyền tải trọng; hoặc hàn đối đầu nó với bản biên. Các đường hàn liên kết sườn tăng cường gối với vách phải được thiết kế để chịu toàn bộ tải trọng.

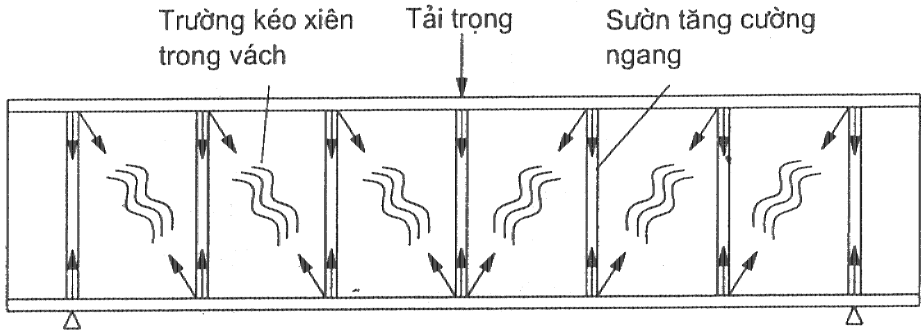
b) Sườn tăng cường trung gian

Sườn tăng cường trung gian được đặt giữa các sườn tăng cường gối và vuông góc với biên chịu nén. Khoảng cách giữa các chúng có thể bằng nhau hoặc tăng dần từ gối vào giữa nhịp. Tải trọng tác dụng lên dầm tổ hợp gây ra mô men uốn dọc theo chiều dài dầm, hình thành ứng suất cắt nằm ngang và thẳng đứng. Tổ hợp các ứng suất này sẽ tạo ra ứng suất kéo và nén chính. Nếu vách cao và mỏng thì ứng suất nén chính làm cho vách mất ổn định (xem hình 5.24) Các sườn tăng cường ngang được bố trí để ngăn cản sự mất ổn định này cho vách.

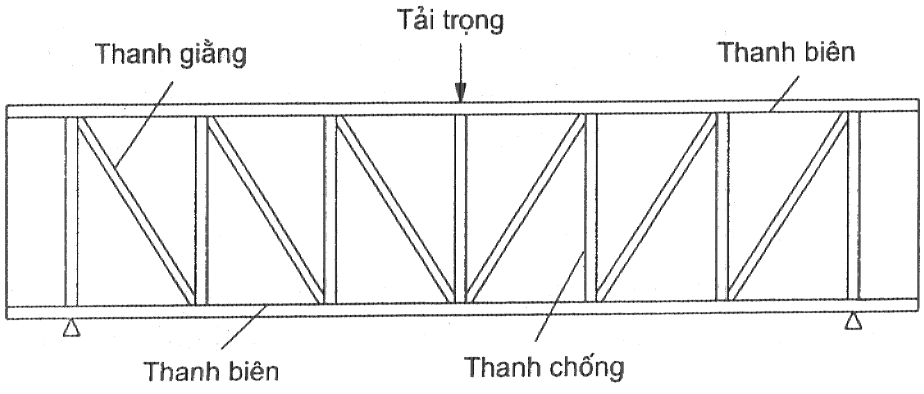


Hình 5.24. *Ứng suất nén chính do cắt*

Trong dầm tổ hợp, vách không phải là một tấm riêng lẻ mà là một phần của dầm. Vì vậy, khi ứng suất mất ổn định cực hạn trong vách đạt đến thì dầm không bị sụp đổ và một cơ cấu chịu tải trọng mới được phát triển. Trong khi bản biên chịu mô men uốn,



a) Trường kéo trong các khoang vách



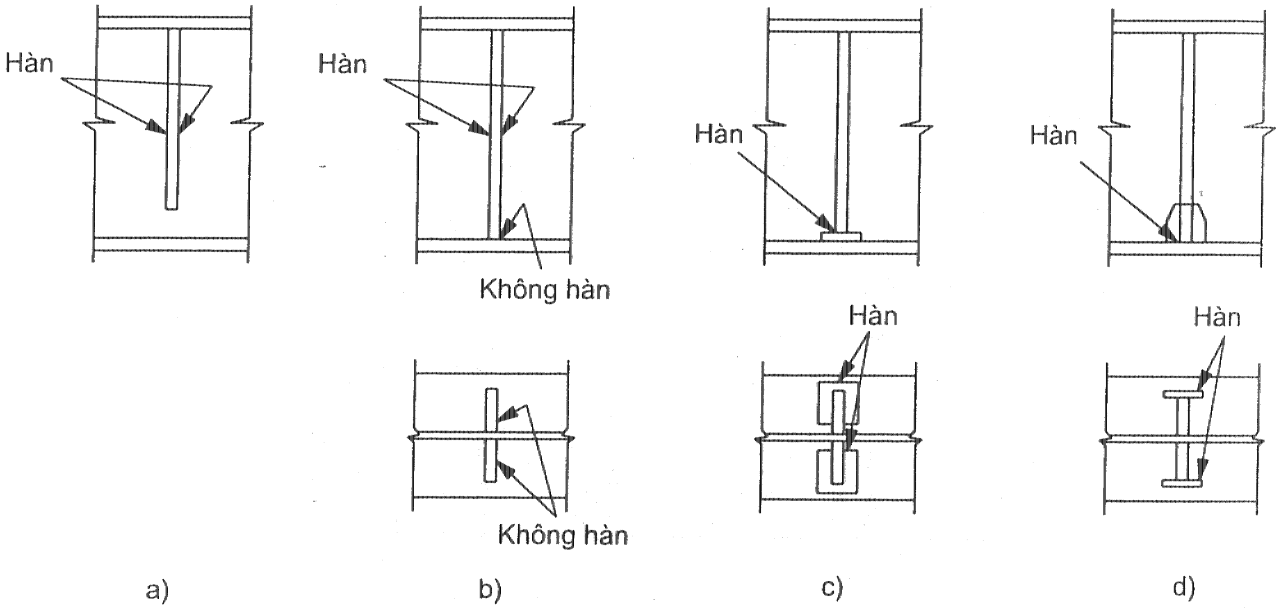
b) Dàn Pratt khi phân tích trường kéo

Hình 5.25. *Trường kéo*

vách mất ổn định làm việc như một phần tử trong trường kéo xiên, và sườn tăng ngang trở thành thanh chống đứng chịu nén. Cơ cấu chịu tải trọng trong phạm vi sau mất ổn định của dầm tương tự như dàn Pratt, được thể hiện ở hình 5.25. Khả năng chịu tải trọng cực hạn của dầm lớn hơn nhiều khi tính toán theo phân tích này. Hầu hết các tiêu chuẩn hiện đại đều dựa vào khái niệm này và việc tính toán theo AASHTO sẽ được trình bày trong phần 5.4.

Sườn tăng cường trung gian có thể liên kết ở một mặt hoặc cả hai mặt của vách dầm. Nó có thể làm bằng tấm, thép góc, hoặc thép chữ T. Khi được hàn trên một mặt vách, các sườn tăng cường phải được hàn vào biên chịu nén để đỡ biên dầm. Khi các bộ phận thứ yếu như dầm ngang, khung ngang, ... liên kết với sườn tăng cường thì cần phải kiểm tra khả năng có thể xảy ra sự dịch chuyển ra ngoài mặt phẳng tại vị trí này.

Các góc bên trong sườn tăng cường phải được vát để cho đường hàn giữa bản biên và vách liên tục (xem hình 5.21). Đường hàn góc vuông góc ứng suất kéo cần phải tránh vì điều này có thể gây nứt do mỏi trong mối hàn. Một số cách thông dụng để tránh mối hàn này được thể hiện ở hình 5.26:



Hình 5.26. *Cấu tạo sườn tăng cường với biên chịu kéo*

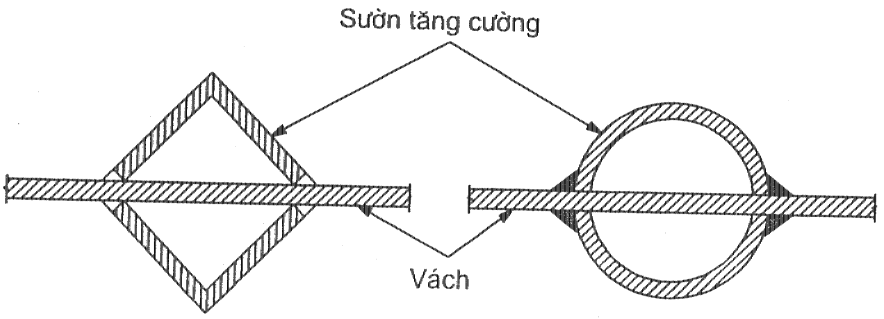
Hình 5.26a: Sườn tăng cường bị cắt ngắn để lại một khoảng hở giữa mặt dưới sườn tăng cường và mặt trên của bản biên chịu kéo. Khoảng hở này được lấy không nhỏ hơn 4 lần bề dày vách và không lớn hơn 6 lần bề dày vách và 100 mm (xem lại hình 2.11b).

Hình 5.26b: Sườn tăng cường phải khớp vào biên dầm một cách chặt chẽ để ngăn cản nước sau khi sơn, không hàn sườn tăng cường với biên chịu kéo.

Hình 5.26c: Một tấm đệm nhỏ được hàn lên trên biên dầm bằng các đường hàn góc theo phương dọc. Trên tấm đệm có đường hàn góc theo phương ngang giữa sườn tăng cường và tấm đệm.

Hình 5.26d: Một tấm thăng đứng được hàn góc vào mép của sườn tăng cường mà được liên kết với biên dầm bằng đường hàn theo phương dọc (chiều của ứng suất).

Ngoài ra, sườn tăng cường có thể có dạng ống như được mô tả ở hình 5.27. Các loại này có độ cứng chống xoắn và uốn tốt hơn nhưng chế tạo phức tạp và tốn kém hơn nên hiện nay chỉ được dùng rộng rãi trong các tiết diện hộp và bản mặt cầu trực hướng.

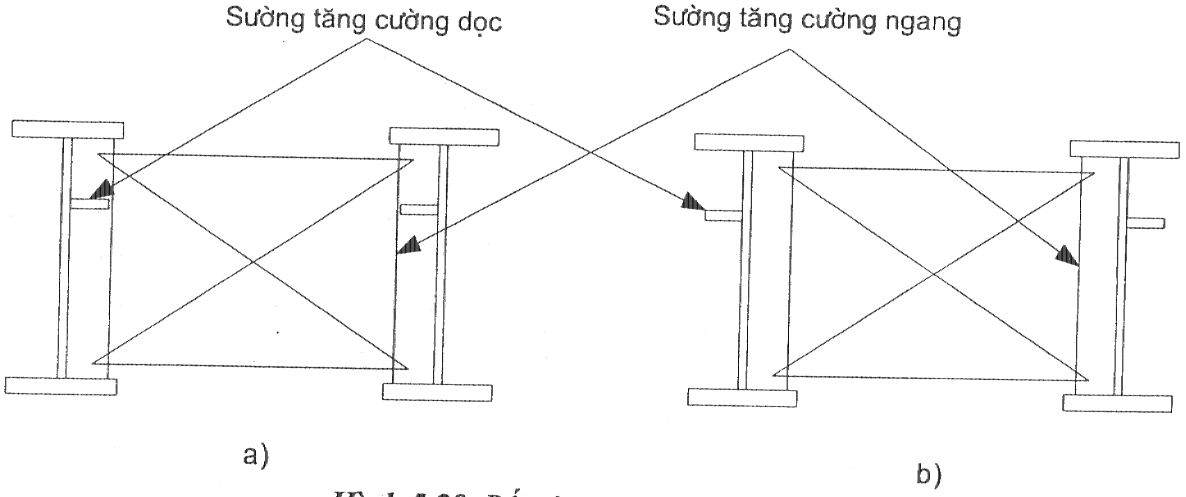


Hình 5.27. *Các dạng sườn tăng cường ống*

Vách không có bất kỳ sườn tăng cường nào gọi là không tăng cường, ngược lại là có tăng cường. Tất cả các dầm thép tăng cường hay không đều phải có sườn tăng cường gối và sườn tăng cường trung gian tại vị trí có dầm ngang hoặc khung ngang. Một vách được tăng cường trên danh nghĩa có chiều dày nhỏ hơn vách không tăng cường 1,6 mm. Vách mỏng nhất theo AASHTO cho phép với số sườn tăng cường ngang nhiều nhất gọi là vách tăng cường hoàn toàn.

5.3.3.3.2. Sườn tăng cường dọc

Việc chế tạo dầm có sườn tăng cường dọc khá phức tạp nên người ta thường hàn vào một mặt của vách dầm dọc theo chiều dài dầm. Khi bố trí sườn tăng cường dọc làm giảm đáng kể bề dày yêu cầu của vách. Sườn tăng cường dọc cũng làm tăng khả năng chịu cắt và uốn của dầm, mặt khác nó làm tăng thêm khả năng chống lại biến dạng ngang của vách. Mặc dù có những ưu điểm đó nhưng sườn tăng cường dọc không phổ biến bởi vì giá thành chế tạo tăng cao, đặc biệt với những nhịp dưới 60 m. Sườn tăng cường dọc nói chung không được đề cập đến trừ khi chiều dài nhịp lớn hơn 90 m.



Hình 5.28. *Bố trí sườn tăng cường dọc*
a) Ở mặt trong dầm; b) Ở mặt ngoài dầm

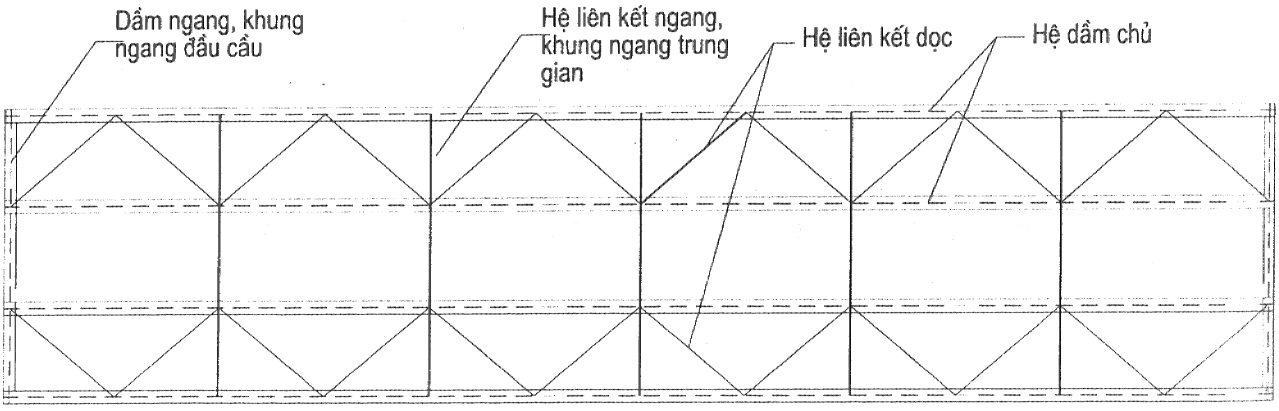
Như đã đề cập ở trên, sườn tăng cường dọc nói chung được bố trí chỉ trên một mặt của vách. Một số cầu bố trí chúng ở mặt trong của dầm để cho mặt ngoài phẳng. Nếu sườn tăng cường ngang cũng được đặt ở mặt trong thì sườn tăng cường dọc phải bị cắt thành những đoạn ngắn và chèn vào giữa các sườn tăng cường ngang (xem hình 5.22a); hoặc sườn tăng cường ngang bị cắt ngắn và sườn tăng cường dọc liên tục (xem hình 5.22b). Việc cấu tạo này làm tăng giá thành chế tạo. Nếu bố trí sườn tăng cường dọc ở mặt ngoài dầm và sườn tăng cường ngang ở mặt trong dầm thì sẽ tiết kiệm thời gian chế tạo và giá thành. Khi đó, có thể áp dụng phương pháp hàn tự động cho các sườn tăng cường dọc nên làm giảm tốc độ lắp dựng. Hình 5.28 thể hiện hai cách bố trí này.

5.3.3.4. Các kết cấu thứ yếu

Các kết cấu thứ yếu được bố trí để ngăn cản biến dạng của kết cấu nhịp thép. Chúng giúp cho kết cấu cùng làm việc như một thể thống nhất, và phân bố tải trọng giữa các dầm một cách cân đối. Đối với dầm tổ hợp, các bộ phận thứ yếu có thể được phân thành hai bộ phận là hệ liên kết dọc và dầm ngang (hoặc khung ngang).

5.3.3.4.1.Hệ liên kết dọc

Hệ liên kết dọc (xem hình 5.29) được bố trí trên mặt phẳng nằm ngang tại mức biên trên và biên dưới của hệ dầm tổ hợp để ngăn cản biến dạng ngang của các kết cấu chính. Đặc biệt, hệ liên kết dọc có nhiệm vụ chống đỡ cho biên chịu nén, truyền lực gió ngang và động đất về hai đầu kết cấu nhịp.



Hình 5.29. *Mặt bằng hệ thống liên kết dọc và ngang trong cầu dầm*

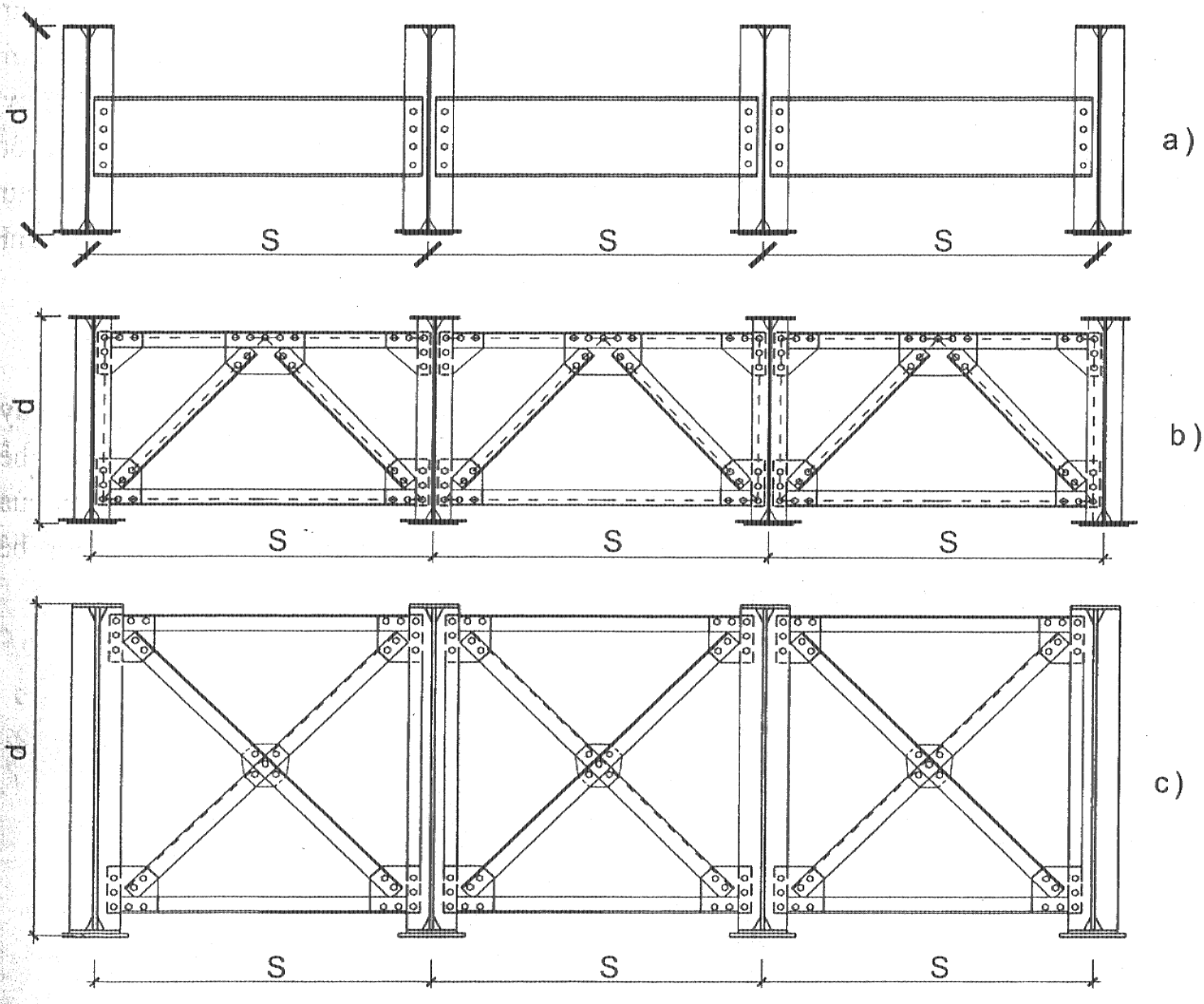
Hệ liên kết dọc không cần bố trí tại các biên dầm có bê tông bản mặt cầu liên hợp. Tuy nhiên, ổn định của kết cấu nhịp trong quá trình thi công phải được nghiên cứu và nếu cần thiết phải bố trí hệ liên kết dọc tạm. Khi dùng bê tông bản lắp ghép hoặc ván gỗ (liên kết không chắc chắn với dầm), hệ liên kết dọc phải được sử dụng.

5.3.3.4.2. Dầm ngang hoặc khung ngang

Dầm ngang hoặc khung ngang là các kết cấu thứ yếu được bố trí trong mặt phẳng thẳng đứng giữa các dầm và liên kết các dầm dọc lại với nhau. Chúng có khả năng giữ

ổn định xoắn và ổn định ngang cho dầm, phân bố đồng đều các tải trọng thẳng đứng lên các dầm chủ và truyền các tải trọng ngang như gió, động đất lên mặt cầu và gối cầu.

Đơn giản nhất là bố trí các dầm ngang như hình 5.30a, song nhược điểm chính của loại này là khả năng giữ ổn định kém và tốn vật liệu. Vì vậy, người ta thường sử dụng dạng khung như hình 5.30b và 5.30c. Dạng khung chữ K như hình 5.30b thường sử dụng khi $2d \approx S$, còn dạng chữ X như hình 5.30c thường sử dụng khi $d \approx S$. Thông thường thép có tiết diện chữ L hoặc T được sử dụng làm khung dạng chữ X hoặc K. Kích thước tiết diện được thiết kế để chịu các lực ngang. Đối với các dầm chiều cao không lớn, thép hình máng thường được sử dụng như hình 5.30a. Hệ khung ngang thường được liên kết với các sườn tăng cường ngang bằng bu lông tại công trường như hình 5.30. Khoảng cách giữa các khung ngang phụ thuộc vào vị trí của các sườn tăng cường ngang và yêu cầu về độ cứng ngang cầu.



Hình 5.30: *a) Cấu tạo dầm ngang; b, c) cấu tạo khung ngang*

Để có hiệu quả, dầm ngang hoặc khung ngang được bố trí càng cao càng tốt. Đối với dầm cán, chiều cao của nó ít nhất bằng một nửa chiều cao dầm dọc. Các dầm ngang và

khung ngang trung gian cần chọn để chống lại lực gió tác dụng lên dầm. Tuy nhiên, dầm ngang hoặc khung ngang đầu dầm cần tương xứng để chuyển tất cả các lực gió tích lũy được xuống gối. Yêu cầu phải phân tích hợp lý để xác định lực ngang trong dầm ngang hoặc khung ngang. Số lượng khung ngang nên hạn chế bởi vì tại các mối nối của chúng với dầm chủ dễ gây ra mỏi.

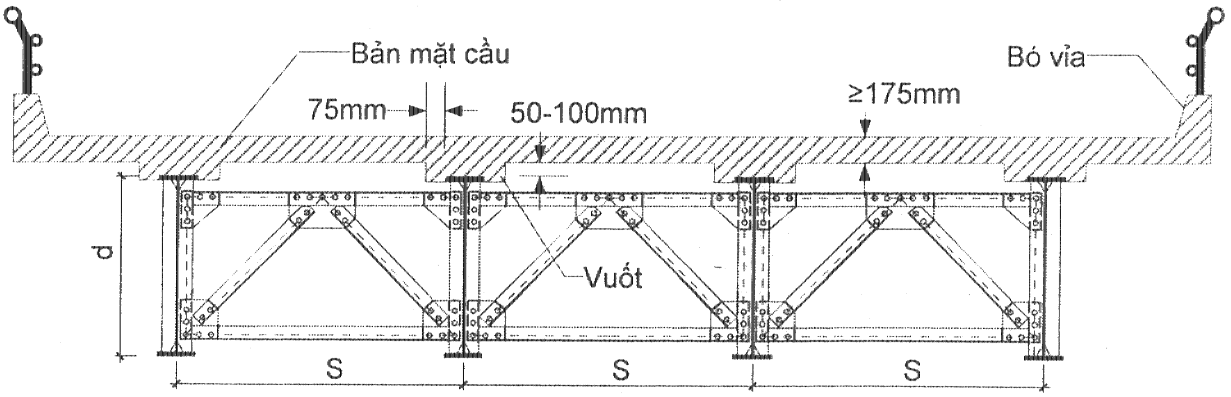
Do khoảng cách giữa khung ngang càng xa càng đẹp nên có thể đặt thêm các khung ngang tạm giữa các khung ngang chính để giảm chiều dài không liên kết trong khi thi công. Khung ngang tạm sẽ được tháo dỡ khi bê tông đông cứng và bản biên trên được liên kết chắc chắn. Liên kết tạm này có thể loại được nguy hiểm do mỏi của sự liên kết giữa khung ngang và sườn tăng cường ngang.

5.3.3.5. Độ vồng

Tĩnh tải của cầu luôn luôn gây ra võng cho các kết cấu chịu lực chính, tạo ra cảm giác khó chịu cho người sử dụng. Vì vậy dầm tổ hợp thường được tạo độ vồng để khử độ võng do tĩnh tải gây ra cũng như tạo độ vồng theo trắc dọc của tuyến đường ở nơi xây dựng cầu. Độ vồng trong dầm cán có thể được tạo ra bằng cách gia công nhiệt. Tuy nhiên, quá trình này mất nhiều thời gian và vì vậy, có thể không hiệu quả kinh tế. Một cách khác, việc tạo độ vồng có thể bằng cách cắt vách dầm với độ xiên yêu cầu và sau đó hàn các bản biên với vách theo độ xiên đó. Với mục đích này, người thiết kế phải chỉ rõ trong bản vẽ độ xiên yêu cầu của dầm khi không chịu tải trọng.

5.3.3.6. Bản mặt cầu

Mặt cầu trong cầu thép có thể làm bằng bê tông cốt thép, thép, gỗ,... Trong phần này chỉ đề cập đến bản mặt cầu bằng bê tông cốt thép. Bản mặt cầu bê tông cốt thép có thể không liên hợp hoặc liên hợp với dầm thép. Nó cần được tạo vút sao cho biên trên của dầm thép được chôn vào lớp bê tông của bản mặt cầu như hình 5.31. Đáy của lớp bê tông vuốt cùng cao độ với mép dưới của biên trên dầm thép.



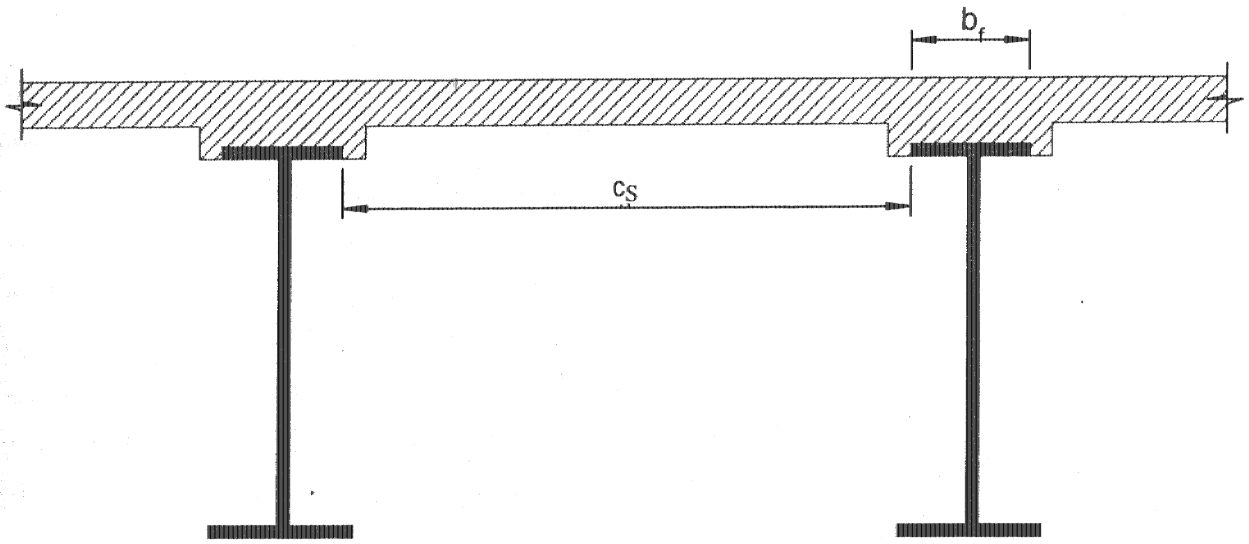
Hình 5.31. *Cấu tạo bản mặt cầu*

Bản mặt cầu được kê vào biên trên của dầm thép. Khi thiết kế, bản mặt cầu được xem là một dầm liên tục kê trên các dầm dọc, chịu mô men dương ở giữa nhịp và mô

men âm ở trên dầm dọc. Như vậy, cốt thép phải bố trí ở biên dưới trong đoạn giữa nhịp và ở biên trên bản tại vị trí dầm dọc. Đây sẽ là cách bố trí cốt thép lý tưởng nếu vị trí điểm uốn cố định. Tuy nhiên, thực tế không có trường hợp đó vì tải trọng luôn luôn di động; do vậy, thường bố trí hai lưới cốt thép thẳng cả phía trên và phía dưới bản. Ngoài ra, có thể bố trí cốt thép xiên đều được chấp nhận.

Khi tính toán hiệu ứng do tải trọng tác dụng lên bản, nhịp có hiệu của bản cần được xác định. Đối với bản đúc liền khối với vách hoặc dầm, nhịp có hiệu là khoảng cách từ mặt đến mặt của vách dầm. Khi bản tựa trên dầm thép hoặc trên dầm bê tông, nhịp có hiệu của bản là khoảng cách giữa các nách cộng thêm một phần của bề rộng bản biên nách như được thể hiện ở hình 5.32. Như vậy, đối với dầm thép nhịp có hiệu của bản s là khoảng cách giữa các tim dầm trừ đi một nửa bề rộng bản cánh dầm thép; nghĩa là

$$s = c_S + \frac{1}{2} b_f \qquad (5.3)$$



Hình 5.32. *Xác định nhịp có hiệu của bản trong dầm thép*

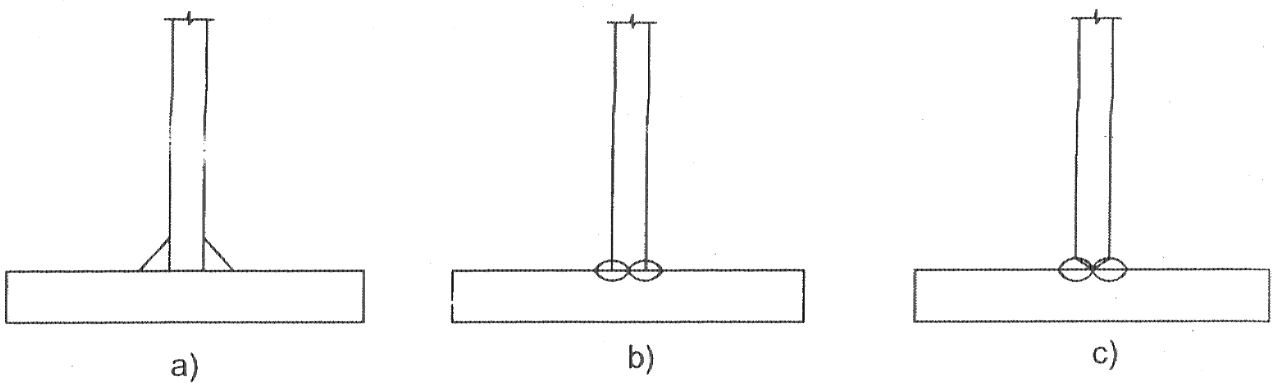
AASHTO quy định nhịp có hiệu của bản không lớn hơn 4100 mm và bề dày thiết kế của bản bê tông không nhỏ hơn 175 mm chưa kể đến sự mài mòn và lớp phủ mặt cầu. Sức kháng của bản bê tông là đủ chịu lực cắt không cần tính toán. Tại các đầu dầm, bản bê tông thường được cấu tạo dày hơn chạy suốt ngang cầu để bảo vệ hai đầu dầm.

5.3.3.7. Liên kết trong dầm

5.3.3.7.1. Liên kết bản biên và vách

Liên kết giữa bản biên và vách trong dầm tổ hợp thường dùng mối hàn. Các mối hàn này nằm trong vùng có ứng suất do uốn và được thiết kế để truyền lực cắt dọc trục giữa bản biên và vách. Các mối hàn này thường dùng các đường hàn góc (xem hình 5.33a). Trong các phân xưởng hàn hiện đại, các đường hàn này được thực hiện bởi hàn hồ quang chìm tự động mà ở đó hai đường hàn góc ngấu sâu vào trong vách và gặp nhau

làm nóng chảy hoàn toàn (xem hình 5.33b). Trong trường vách dày hơn, mối hàn vát kép sẽ được sử dụng để ngấu hoàn toàn (xem hình 5.33c).



Hình 5.33. *Hàn bản biên và vách*
a) Hàn góc; b) Hàn hồ quang chìm; c) Hàn vát kép

5.3.3.7.2. Mối nối phân xưởng và công trường

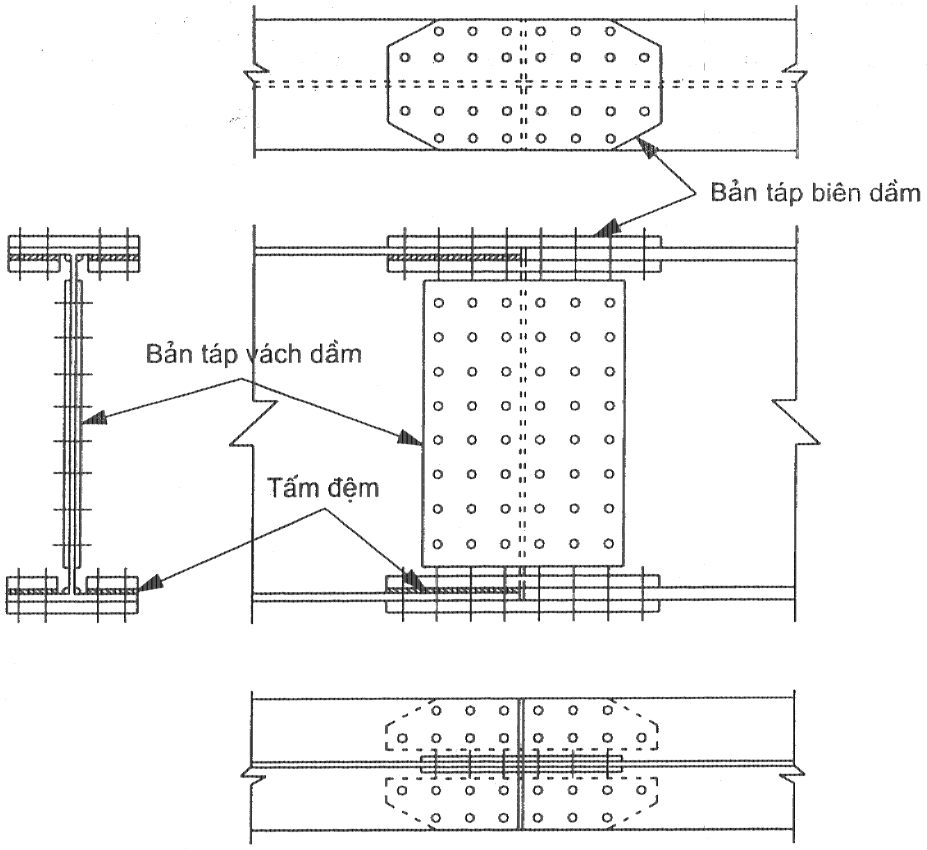
Mối nối nằm liên kết các đoạn dầm với nhau để tạo thành một cấu kiện làm việc duy nhất. Các mối nối này có thể là mối hàn hoặc bu lông. Loại mối nối sử dụng thường phụ thuộc việc thực hiện ở trong phân xưởng hoặc ngoài công trường. Đối với mối nối trong phân xưởng, liên kết hàn đối đầu thường được sử dụng nhất. Đối với mối nối hiện trường, liên kết bu lông nói chung thích hợp hơn vì việc lắp ráp dễ dàng hơn và không yêu cầu tay nghề cao. Tuy nhiên, ở những nơi có yêu cầu về mỹ học và sạch thì liên kết hàn đối đầu sẽ thích hợp hơn cho mối nối ở hiện trường. Mối nối hàn đối đầu ngấu hoàn toàn có thể áp dụng cho các liên kết chắc chắn, và nếu thực hiện một cách chính xác và kiểm tra kỹ lưỡng trong quá trình hàn ở ngoài hiện trường thì chúng có thể là cách lựa chọn tốt hơn so với mối nối bu lông.

a) Mối nối bu lông

Trong mối nối bu lông, các bản táp được bố trí cả hai mặt của các bản biên cũng như vách, và chúng được bố trí đối xứng ở mỗi mặt của mối nối và được liên kết bằng bu lông cường độ cao. Cần chú ý rằng cả hai mặt của mối nối phải bố trí các bản táp. Nếu bố trí không được thì độ lệch tâm phải được xem xét khi thiết kế liên kết. Điều này rất có thể xảy ra uốn và, do đó, cần có gắng bố trí các bản táp ở cả hai mặt mối nối (xem hình 5.34).

Khi liên kết hai bản liên có kích thước khác nhau, mối nối thường được thiết kế dựa vào đặc trưng của tiết diện lớn hơn, vì điều này sẽ cho lực tác dụng lên bản biên lớn hơn. Đối với mối nối vách dầm, ít nhất phải bố trí hai cột bu lông ở mỗi bên liên kết.

Cần chú ý rằng mối nối được bố trí dọc theo chiều dài dầm và có kích thước từ 300-600 mm. Dọc theo chiều dài này, mô men và lực cắt sẽ thay đổi, do vậy, sự thay đổi này cần được xem xét khi thiết kế.



Hình 5.34. *Liên kết dầm bằng mối nối bu lông*

Cũng cần chú ý rằng việc kiểm tra mỏi phải cần được thực hiện cho mối nối bản biên và vách dầm.

Việc bố trí bu lông phải đảm bảo các bu lông được xiết chặt mà không gây trở ngại cho các đầu bu lông khác và các bản táp.

b) Mối nối hàn trong phân xưởng

Để tăng chiều dài biên dầm và vách dầm, các liên kết trong phân xưởng hầu hết là mối nối hàn đối đầu. Chúng thường được thực hiện trước khi dầm được lắp và hàn với nhau. Các mối nối này không nhất thiết bố trí trong một tiết diện dầm. Chúng bố trí sao cho phù hợp với chiều dài tấm. Phương pháp hàn hồ quang chìm bán tự động hoặc tự động có thể áp dụng cho tấm có bề rộng từ 600-900 mm; trong các trường hợp khác có thể hàn bằng tay.

Trong các mối nối phân xưởng, liên kết hàn đối đầu chữ V đơn nói chung được dùng cho các tấm mỏng hơn. Đối với các tấm dày hơn, đường hàn V kép thường được sử dụng vì các tấm này có thể được lật dễ dàng trong phân xưởng. Đường hàn V kép tiêu tốn ít vật liệu hàn hơn so với đường hàn V đơn. Bên cạnh tính kinh tế này, đường hàn V kép làm cho mối hàn cân bằng, nghĩa là giảm thiểu sự xuất hiện xoắn.

c) Mối nối hàn ngoài công trường

Mối hàn ở hiện trường yêu cầu phải có hiểu biết và kinh nghiệm đối với các thợ hàn, các đơn vị tư vấn và thí nghiệm. Điều này rất quan trọng để có mối hàn đạt chất lượng

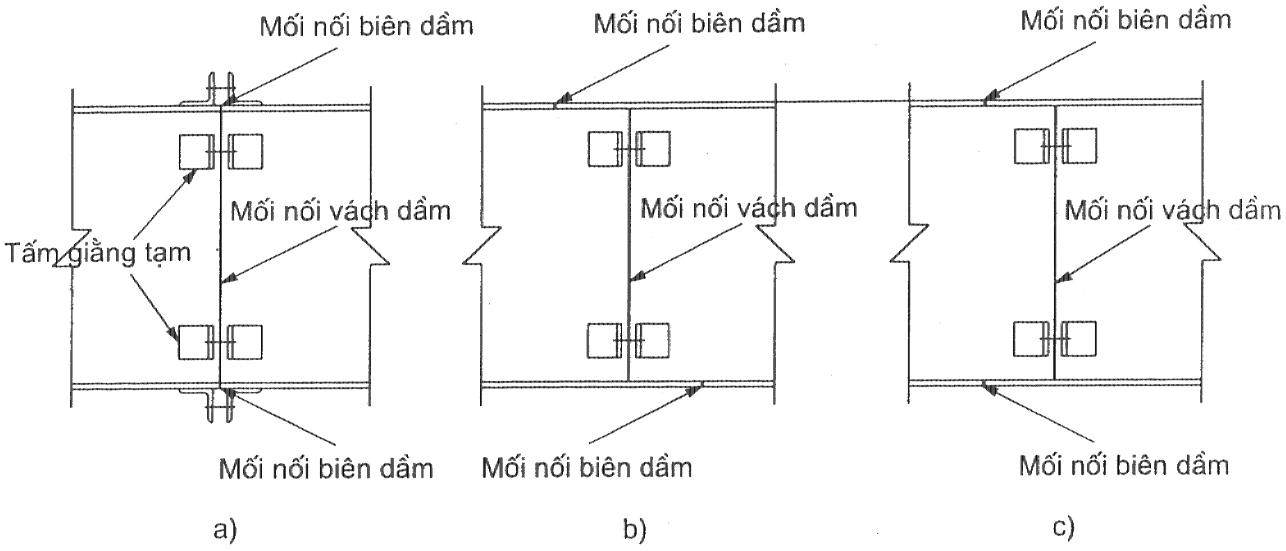
theo yêu cầu. Ngoại trừ các đường hàn liên kết nằm ngang trong các cầu lớn, phương pháp hàn bằng tay thường được sử dụng trong hầu hết các mối hàn ở hiện trường.

Mối nối hàn ở hiện trường của dầm tổ hợp có thể được bố trí theo ba cách:

Mối nối hai biên dầm và mối nối vách dầm trong cùng một tiết diện (xem hình 5.35a).

Các mối nối ở trong các tiết diện khác nhau (xem hình 5.35b).

Mối nối hai biên dầm trên cùng một tiết diện và mối nối vách bố trí gần đó (xem hình 5.35c).



Hình 5.35. *Các vị trí mối hàn biên và vách dầm*

Cách thứ nhất có thuận lợi là công tác chuẩn bị liên kết và việc đảm bảo tính chính xác khi nối tương đối dễ dàng hơn khi các mối nối trên cùng tiết diện. Đường hàn góc giữa vách và bản biên có thể được thực hiện tại phân xưởng không như hai cách bố trí kia trong đó các đường hàn được thực hiện tại công trường kể cả đường hàn góc. Ngoại trừ thuận lợi này ở cách thứ nhất, các đường hàn góc trong phân xưởng tại các vị trí cuối đoạn dầm có khả năng làm cho các biên dầm gắn chặt nhau bằng các tấm giằng đóng vai trò liên kết tạm khi lắp ráp (xem hình 5.35a). Tuy nhiên, đối với hai cách còn lại, các biên dầm không được hàn trong phân xưởng tại cuối đoạn dầm và các tấm giằng tạm chỉ được gắn vào vách dầm (xem hình 5.35b, và c).

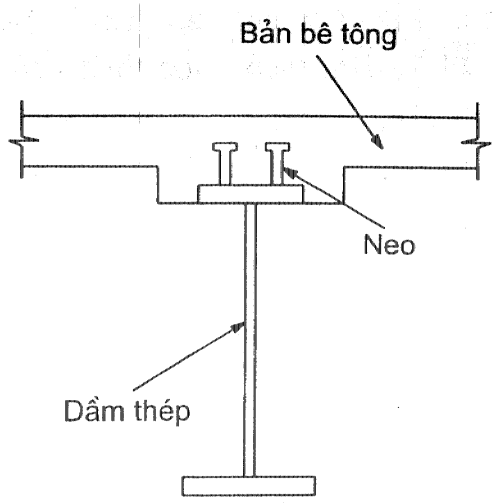
5.4. CẤU TẠO DẦM THÉP LIÊN HỢP

5.4.1. Khái niệm chung

Kết cấu liên hợp thường dùng cho các nhịp trên 18 m được áp dụng vào thực tế năm 1950. Dầm thép liên hợp với bản bê tông là dầm có bố trí neo liên kết giữa bản biên trên của dầm thép với bản bê tông mặt cầu (xem hình 5.36).

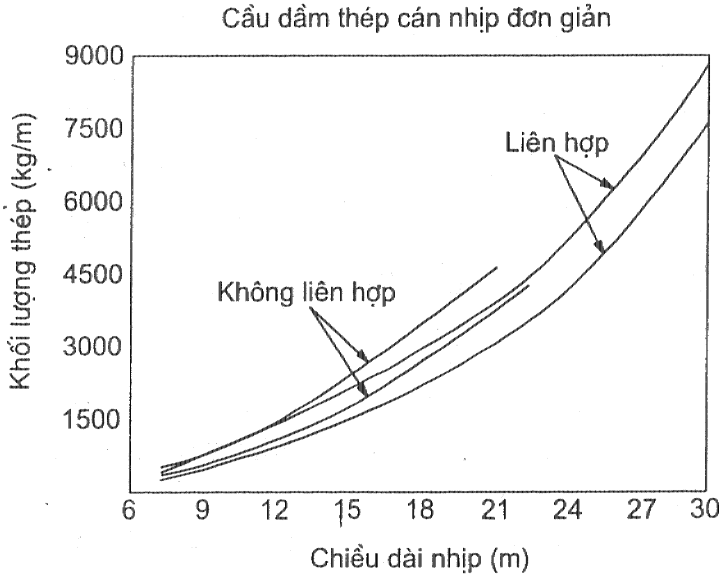
Lợi dụng khả năng chịu nén của bê tông, người ta đưa bản mặt cầu bê tông cùng tham gia làm việc chịu uốn với dầm thép. Nếu không liên kết bản bê tông với dầm thép thì bản bê tông làm việc độc lập với dầm thép; khi đó tiết diện làm việc chỉ có dầm thép.

Khi liên hợp bản bê tông với dầm thép thì tiết diện làm việc gồm cả bản bê tông và dầm thép sao cho trong bản chịu ứng suất nén và dầm thép chịu ứng suất kéo. Kết cấu liên hợp tạo thành kết cấu chịu uốn có mô men quán tính lớn và có sức kháng tốt hơn nhiều so với dầm không liên hợp.



Hình 5.36. *Các bộ phận trong dầm thép liên hợp*

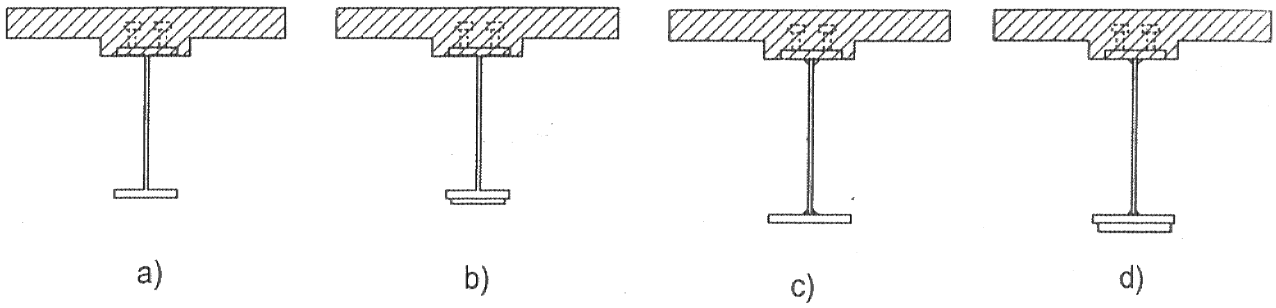
Ưu điểm nổi bật của dầm liên hợp là yếu tố kinh tế. Trong kết cấu liên hợp, dầm thép sẽ nhỏ hơn so với dầm không liên hợp nhưng đối với cầu nhịp nhỏ hơn 18 m thì giá thành của các neo liên kết hàn vào dầm chủ có thể lớn hơn giá thành thép tiết kiệm do áp dụng kết cấu liên hợp. Hình 5.37 thể hiện quan hệ khối lượng thép theo chiều dài nhịp liên hợp và không liên hợp. Kết cấu liên hợp sẽ có trọng lượng nhỏ hơn do sử dụng hợp lý sự làm việc của dầm thép và bản mặt cầu, trong đó bản mặt cầu vừa làm việc cục bộ do hoạt tải theo phương ngang vừa tham gia chịu nén như biên trên của dầm dọc nên tiết kiệm được thép. Neo được chôn vào đáy của bản bê tông tạo cho biên chịu nén của dầm thép được chống đỡ ngang trên toàn chiều dài nhịp nên có thể sử dụng hết cường độ chịu nén của bản biên mà không xảy ra mất ổn định.



Hình 5.37. *Quan hệ giữa trọng lượng thép theo chiều dài nhịp*

Các dạng tiết diện thông dụng của dầm liên hợp có thể được mô tả ở hình 5.38. Dầm thép có thể là dầm cán không có bản táp hình 5.38a, dầm cán có bản táp hình 5.38b, dầm tổ hợp không có bản táp hình 5.38c, dầm tổ hợp có bản táp hình 5.38d. Để tiết kiệm thép, chiều cao vuốt bê tông dưới bản có thể làm cao hơn bình thường, nhưng lưu ý không bố trí phần bê tông nằm trong vùng kéo của tiết diện.

Biên trên của dầm liên hợp do bản bê tông tham gia chịu nén nên bản biên trên của phần dầm thép được thiết nhỏ hơn biên dưới của dầm. Các dạng tiết diện như hình 5.38b,c,d hợp lý hơn dạng 5.38a và chúng phát huy được hiệu quả của cả phần dầm thép và bản bê tông cốt thép mặt cầu vì vậy chúng tiết kiệm vật liệu hơn. Trong nhiều trường hợp thay vì thiết kế dầm lớn để đảm bảo cường độ chịu mô men lớn nhất tại giữa nhịp, ta nên thiết kế dầm có tiết diện nhỏ hơn đủ cường độ chịu mô men lớn nhất tại 1/4 nhịp, sau đó tập thêm bản táp ở biên dưới dầm sao cho đủ cường độ chịu được mô men lớn nhất tại giữa nhịp. Theo cách này vừa đơn giản trong thiết kế và chế tạo vừa tiết kiệm vật liệu.



Hình 5.38. *Các dạng tiết diện ngang thông dụng của dầm liên hợp*

Dầm thép liên hợp có hiệu quả lớn và được áp dụng nhiều đối với nhịp đơn giản chỉ có mô men dương và bản mặt cầu nằm trong vùng chịu nén. Đối với cầu dầm liên tục, mút thừa do có mô men âm nên bản mặt cầu nằm vào khu chịu kéo. Để có thể áp dụng kết cấu liên hợp trong nhịp liên tục và mút thừa, một số biện pháp có thể sử dụng là không cho bản cùng tham gia chịu lực với dầm thép bằng cách không tạo liên kết bản và dầm trong vùng có mô men âm đó; còn khi cho bản cùng tham gia làm việc với dầm thép thì bố trí cốt thép đặc biệt chịu kéo hoặc phải điều chỉnh ứng suất.

5.4.2. Các bộ phận chính trong dầm liên hợp

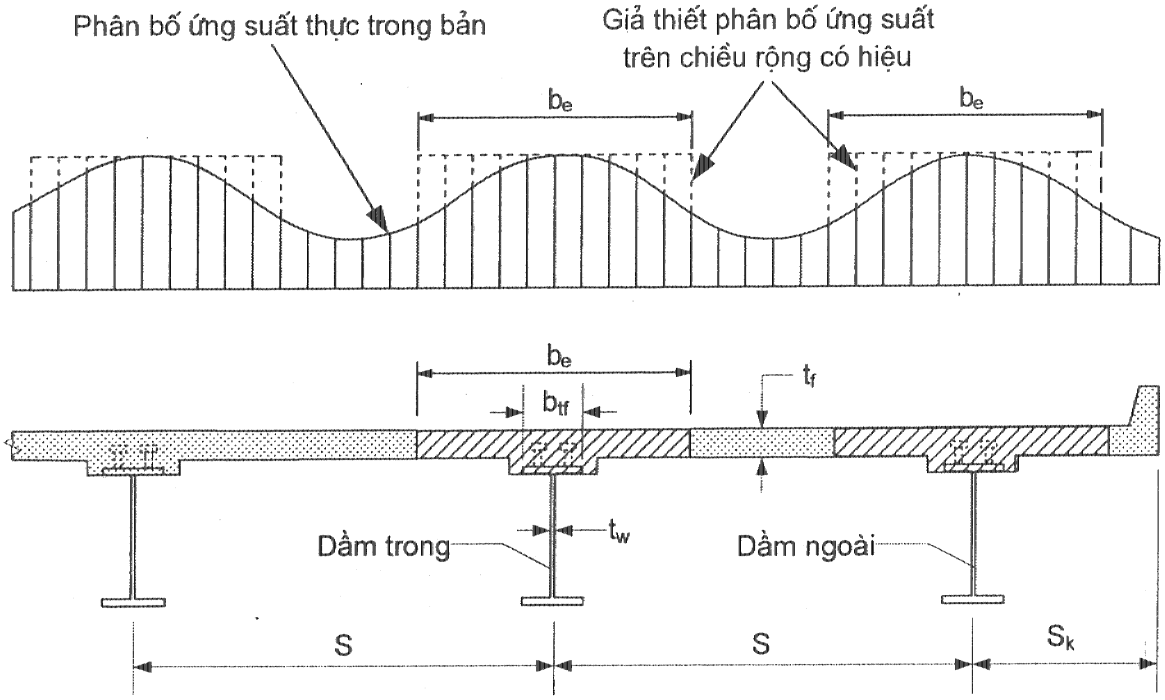
5.4.2.1. Bản bê tông và chiều rộng có hiệu

Bản mặt cầu liên tục kê trên các dầm thép đặt song song với phương xe chạy. Cốt thép trong bản đặt theo vuông góc với dầm chủ. Như vậy, quá trình thiết kế bản mặt cầu liên hợp và không liên hợp giống như nhau.

Khi dầm chịu uốn, dầm liên hợp và không liên hợp có sự khác biệt lớn. Trong kết cấu liên hợp, bản mặt cầu và dầm thép được giả thiết làm việc đồng thời như một tiết diện lai còn gọi là liên hợp. Khi đó không có sự trượt giữa mặt tiếp xúc bản bê tông và dầm thép, bản được giả thiết làm việc như bản táp vào biên chịu nén của dầm nên làm tăng cường độ và độ cứng của biên chịu nén.

Do không có hiện tượng trượt giữa mặt tiếp xúc giữa mặt bản và dầm thép, khi có tác dụng của tải trọng thì bản và dầm cùng biến dạng, tại mặt tiếp giáp giữa bản bê tông và dầm thép xuất hiện ứng suất cắt. Chính ứng suất này tạo nên ứng suất nén dọc trong

bản; tuy nhiên, ứng suất nén phân bố không đều trên chiều rộng bản, gần dầm thép thì ứng suất lớn hơn, khi ra xa thì nhỏ hơn. Hiện tượng này Timoshenko gọi là cắt trễ do biến dạng cắt của bản biên như được mô tả ở hình 5.39. Vì vậy, nếu bản bê tông quá rộng thì phần nằm xa vách không hoàn toàn chịu mô men. Do vậy trong trường hợp này, ta phải thay bề rộng thực tế của bản bằng bề rộng giảm bớt để có một tiết diện liên hợp mà ứng suất chịu uốn gần giống ứng suất thực. Bề rộng đã giảm bớt của bản gọi là chiều rộng có hiệu b_e.



Hình 5.39. Ứng suất và bề rộng có hiệu trong bản

Theo AASHTO, bề rộng có hiệu b_e được xác định như sau:

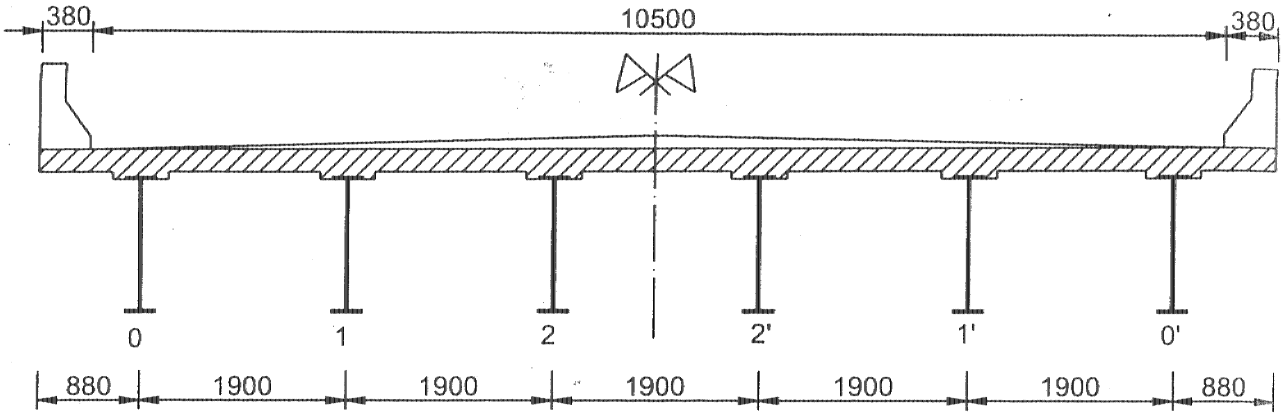
Đối với bản đối xứng qua trục thẳng đứng của dầm (các dầm trong), bề rộng có hiệu là giá trị nhỏ nhất của: 1/4 chiều dài nhịp, khoảng cách từ tim đến tim dầm thép, và 12 lần chiều dày trung bình của bản bê tông cộng với trị số lớn hơn của chiều dày vách hoặc 1/2 chiều rộng bản biên trên của dầm thép.

$$b_e = \min\left\{\frac{L}{4};\ S;\ 12.t_f + \max(t_w, \frac{b_{tf}}{2})\right\}$$

Đối với bản không đối xứng qua trục dầm (dầm ngoài), bề rộng có hiệu được lấy bằng 1/2 bề rộng có hiệu của bản ở dầm trong cộng với giá trị nhỏ nhất của: 1/8 chiều dài nhịp, 6 lần chiều dày trung bình của bản bê tông cộng với trị số lớn hơn của 1/2 chiều dày vách hoặc 1/4 chiều rộng bản biên trên của dầm thép, và chiều rộng cánh hẫng:

$$b_e = \frac{1}{2}.\min\left\{\frac{L}{4};\ S;\ 12.t_f + \max(t_w, \frac{b_{tf}}{2})\right\} + \min\left\{\frac{L}{8};\ S_k;\ 6.t_f + \max(\frac{t_w}{2}, \frac{b_{tf}}{4})\right\}$$

Ví dụ 5.1. Một mặt cắt ngang cầu như được thể hiện ở hình 5.40 của cầu dầm đơn giản nhịp tính toán 24 m. Bản bê tông dày 200 mm, dầm thép là dầm tổ hợp có bề rộng biên trên 300 mm và bề dày vách 14 mm.



Hình 5.40. *Ví dụ 5.1*

Bề rộng có hiệu của bản bê tông đối với các dầm trong được tính bởi:

$$b_e = \min\begin{cases} \dfrac{L}{4} = \dfrac{24000}{4} = 6000 \\ 1900 \\ 12\times 200 + \max\left\{14; \dfrac{1}{2}\times 300\right\} = 2550 \end{cases} = 1900 \text{ (mm)}$$

và đối với dầm ngoài:

$$b_e = \frac{1900}{2} + \min\begin{cases} \dfrac{L}{8} = \dfrac{24000}{8} = 3000 \\ 880 \\ 6\times 200 + \max\left\{\dfrac{14}{2}; \dfrac{1}{4}\times 300\right\} = 1275 \end{cases} = 950 + 880 = 1830 \text{ (mm)}$$

5.4.2.2. Dầm thép

Dầm thép trong kết cấu dầm liên hợp có thể là dầm cán, dầm tổ hợp, hoặc dầm lai có dạng chữ I. Cấu tạo chi tiết đã được trình bày ở phần 5.4.1.

Tuy nhiên, đối với dầm không liên hợp, tiết diện dầm thép đối xứng theo hai phương. Đối với dầm liên hợp, để phù hợp với biểu đồ ứng suất trong dầm, ta có thể giảm thép ở biên trên dẫn tới tiết diện không đối xứng và bản biên dưới thường lớn hơn bản biên trên. Do đó, dầm tổ hợp thường tiết kiệm thép hơn, còn khi dùng dầm thép cán thì có thể tạo dầm không đối xứng bằng cách hàn một bản táp vào bản biên dưới của dầm, ...

Khi dùng chiều dày bản không nhỏ hơn 180 mm và liên hợp với thép cán thì diện tích chuyển đổi tập trung tại biên chịu nén và mô men quán tính tiết diện tăng nhiều.

Tuy nhiên, vì diện tích biên liên hợp chịu nén lớn hơn nhiều diện tích biên chịu kéo của thép các dẫn đến trục trung hòa nằm rất cao cách xa biên chịu kéo. Kết quả là mô men kháng uốn của biên dưới tăng ít và ứng suất biên kéo sẽ rất lớn. Do đó để tiết diện hiệu quả, ta tăng diện tích biên chịu kéo bằng cách hàn thêm một bản táp dọc theo chiều dài dầm thép. Thực tế cho thấy với dầm tương đối nhỏ và thấp nếu có bản táp sẽ đạt chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật rất lớn.

AASHTO đã đưa ra các chỉ dẫn về yêu cầu đối với bản táp. Vì mô men dầm thay đổi theo chiều dài nhịp nên bản táp chỉ yêu cầu tại ví trí có mô men lớn. Khi đó, bản táp chỉ yêu cầu bố trí trên một đoạn chiều dài nhất định của dầm. Chiều dày lớn nhất của bản táp không vượt quá hai lần chiều dày bản biên mà bản táp hàn vào. Chiều dài bản táp hàn vào dầm thép cán không nhỏ hơn $(d/6+900)$ mm với d là chiều cao dầm thép (mm). Bản táp có thể hẹp hoặc rộng hơn chiều rộng bản biên tùy theo dự kiến chế tạo của người thiết kế. Nếu bản táp hẹp hơn thì phải nhỏ hơn bản biên ít nhất ở mỗi bên bằng kích thước mối hàn cộng thêm 3 mm; khi bản táp rộng hơn thì ít nhất rộng hơn 50 mm.

Thiết kế chiều dài bản táp dựa trên việc xác định điểm cắt lý thuyết (xem hình 5.13). Điểm cắt lý thuyết của bản táp xác định theo ứng suất giới hạn trong trạng thái giới hạn sử dụng. Điểm cắt được xác định tại nơi ứng suất bản biên (không có bản táp) bằng ứng suất giới hạn trong trạng thái giới hạn sử dụng. Chiều dài bản táp phải kéo ra ngoài điểm lý thuyết một đoạn gọi là đoạn cuối; và chiều dài đoạn cuối dựa vào điều kiện tại đầu bản táp là nếu không hàn đầu bản táp thì lấy hai lần chiều rộng bản táp, còn nếu hàn thì lấy 1,5 lần. Chiều rộng nhỏ nhất của đầu bản táp yêu cầu không nhỏ hơn 75 mm. Mối hàn nối bản táp với bản biên tại đoạn cuối phải đủ lớn để truyền ứng suất không nhỏ hơn ứng suất tính toán trong bản táp tại điểm cắt lý thuyết.

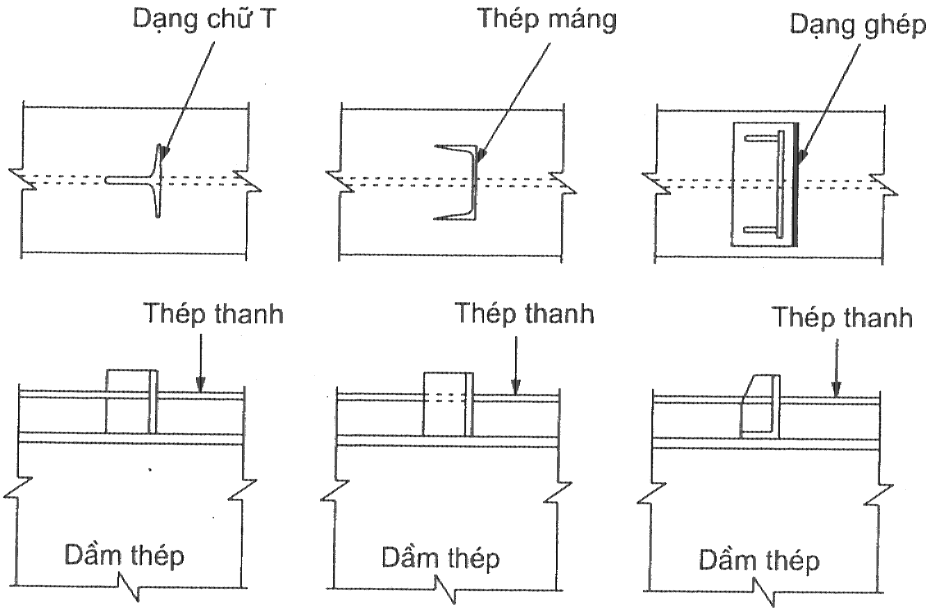
5.4.2.3. Neo liên kết

Lực dính kết giữa bê tông và dầm thép là không đủ tin cậy để tạo sức kháng cắt cho tiết diện liên hợp. Do vậy, để chống trượt giữa chúng phải dùng biện pháp cơ học mà thường gọi là neo chống cắt. Nhiệm vụ chính của neo liên kết là đảm bảo sự cùng làm việc của bản bê tông và dầm thép. Chính vì vậy, khi thiết kế neo phải thỏa mãn hai điều kiện. Thứ nhất, neo phải truyền lực cắt theo phương dọc giữa bề mặt tiếp xúc mà không trượt. Khi đó, các neo được liên kết cố định dọc theo chiều dài dầm thép. Thứ hai, neo phải ngăn cản sự tách rời theo phương đứng giữa bản bê tông và dầm thép (nhổ). Ngoại trừ theo hướng tác dụng tải trọng, một số trường hợp gây ra sự tách rời đó có thể là do xoắn hoặc ứng suất ba chiều ở vùng liên kết.

Neo liên kết làm bằng kim loại được liên kết với biên trên của dầm thép và chôn vào trong bản bê tông. Nói chung, neo được phân thành ba loại: neo cứng, neo mềm và neo dính bám.

5.4.2.3.1. Neo cứng

Hình 5.41 thể hiện một số loại neo cứng. Chúng được chế tạo từ thép chữ T, hình máng hoặc thép góc được hàn vào biên trên của dầm thép. Các neo này được cấu tạo sao cho hạn chế biến dạng ở đầu neo. Nói chung, để ngăn cản bản bê tông không bị tách ra khỏi dầm thép theo phương pháp tuyến của bề mặt tiếp xúc, một biện pháp thường được áp dụng là đặt các thanh thép theo phương dọc xuyên qua các lỗ chừa sẵn ở các neo cứng.

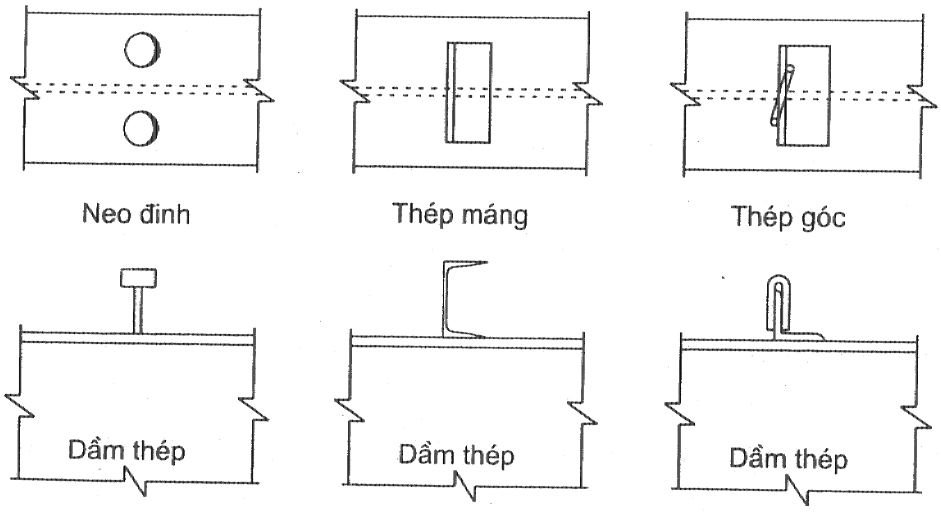


Hình 5.41. *Các loại neo cứng*

Sức kháng của neo cứng bắt nguồn từ ứng suất ép mặt của bê tông được phân bố đều trên bề mặt neo bởi vì độ cứng của neo. Dạng phá hoại của loại neo này liên quan đến sự ép vỡ của bê tông.

5.4.2.3.2. Neo mềm

Hình 5.42 thể hiện một số loại neo mềm. Không như neo cứng, neo mềm không được tăng cường độ cứng và nó cho phép biến dạng. Nó có thể là dạng đinh, thép máng, thép



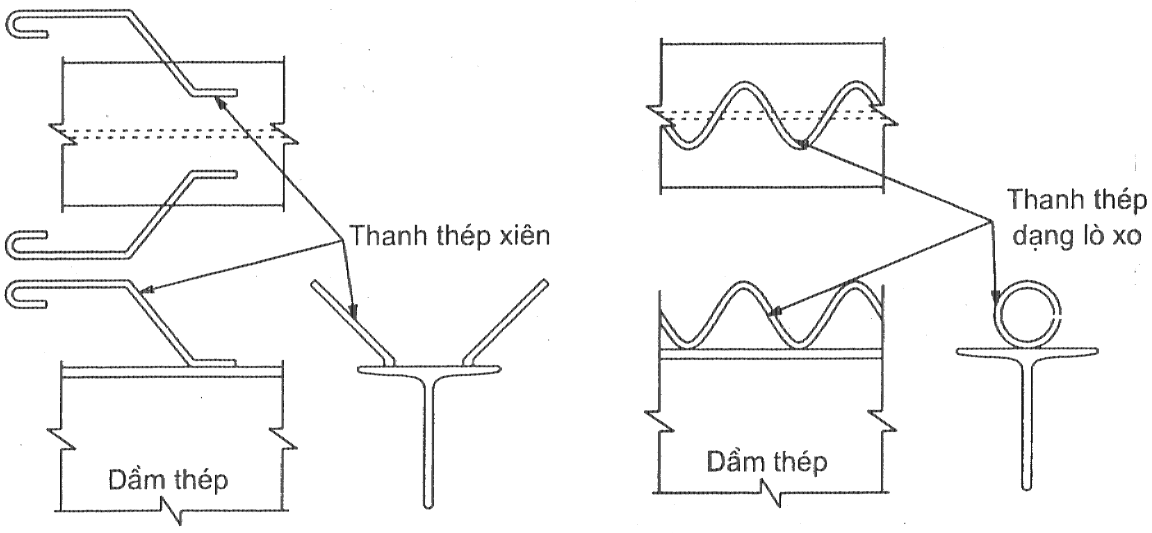
Hình 5.42. *Các loại neo mềm*

góc hoặc thép chữ T được hàn vào dầm thép theo cách thể hiện ở hình 5.38. Vì neo đinh có mũ và neo hình máng có cánh trên làm ngăn cản sự tách rời giữa bản và bê tông nên không cần phải bố trí các thanh thép dọc như đối với neo cứng. Tuy nhiên, đối với neo làm bằng thép góc và chữ T, để ngăn cản sự tách rời đó, một thanh thép uốn cong thành chữ U ngược có chân được hàn với neo.

Sức kháng của neo mềm chủ yếu dựa vào khả năng chịu uốn của neo. Phần trên của neo tương đối mềm hơn so với phần dưới cứng hơn khi được hàn với dầm thép. Các thí nghiệm cho thấy rằng ứng suất chảy xuất hiện trong các neo hình máng trước khi bê tông bị ép vỡ. Vì vậy, cường độ chảy của neo mềm quyết định sức kháng của neo.

5.4.2.3.3. Neo dính bám

Hình 5.43 mô tả một số loại neo dính bám. Thông thường chúng gồm có một số hình thức như các thanh bố trí xiên với một đầu được hàn với biên trên dầm thép và đầu kia được uốn và chôn vào trong bê tông; hoặc các thanh dạng lò xo có mép được hàn với biên trên dầm thép và được chôn vào trong bản bê tông.



Hình 5.43. *Các loại neo dính bám*

Sức kháng của neo dính bám phụ thuộc vào sự dính bám của nó với bê tông. Các neo này ngày nay ít được sử dụng.

5.4.3. Phương pháp thi công cầu dầm liên hợp

Khi tính toán cầu dầm liên hợp, cần thiết phải xác định phương pháp thi công. Nói chung, có hai phương pháp thi công là có hoặc không có giàn giáo chống đỡ.

Đối với phương pháp dùng giàn giáo, bản bê tông được đúc trên các dầm thép. Tải trọng bao gồm cả bản bê tông và dầm thép sẽ truyền xuống giàn giáo chống đỡ cho đến khi bê tông đông cứng và đạt cường độ. Sau đó, giàn giáo được tháo dỡ và tiết diện làm việc là tiết diện liên hợp bản bê tông và thép. Với phương pháp thi công này, tiết diện liên hợp sẽ chịu toàn bộ tải trọng kể cả tĩnh tải của bản bê tông và thép.

Khi thi công không cần giàn giáo, dầm thép không chỉ chịu trọng lượng bản thân của nó mà còn chịu trọng lượng của bản mặt cầu và tải trọng thi công trong quá trình đổ và bảo dưỡng bê tông. Vì vậy, tiết diện liên hợp chỉ chịu tải trọng chất thêm sau khi bê tông đông cứng như lớp phủ mặt cầu, lan can, rào chắn, hoạt tải, ...

Như vậy, ta dễ thấy rằng việc thi công có giàn giáo sẽ đem lại tiết diện thép yêu cầu nhỏ hơn so với khi thi công không có giàn giáo. Tuy nhiên, giá thành giảm đi này thường sẽ bù vào giá thành của giàn giáo chống đỡ, đặc biệt ở những nơi có giao thông dưới cầu. Vì vậy, giá thành của cầu sẽ quyết định phương pháp thi công cho một cầu dầm thép liên hợp.

5.4.4. Đặc trưng hình học của dầm liên hợp

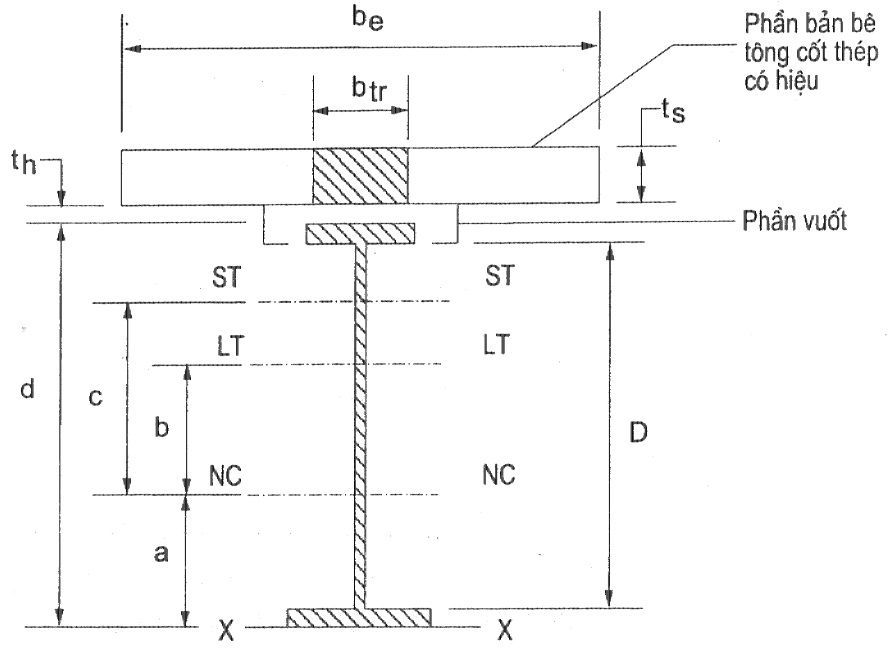
5.4.4.1. Chuyển đổi tiết diện

Vì tiết diện liên hợp gồm có hai thành phần vật liệu là bản bê tông và dầm thép, nên cần thiết phải chuyển đổi chúng một loại vật liệu khi tính toán dầm liên hợp. Thông thường, bản bê tông được chuyển đổi về thép; nghĩa là bề rộng có hiệu của bản bê tông b_e được chuyển thành b_{tr} theo công thức:

$$b_{tr} = \frac{b_e}{n} \qquad n = \frac{E_s}{E_c} \tag{5.4}$$

với n là tỷ số giữa mô đun đàn hồi của thép và bê tông E_s/E_c và có thể được tra trong bảng 5.1.

Thông thường nếu cấu tạo vuốt không lớn, tiết diện liên hợp sau khi tính đổi bản bê tông sang thép xấp xỉ bằng phần gạch chéo trên hình 5.44, trong đó đã bỏ qua phần



Biên trên : b_{tf}*t_{tf}; biên dưới : b_{bf}*t_{bf}; vách D *t_w

Hình 5.44. *Tiết diện liên hợp sau khi qui đổi về vật liệu thép (phần gạch chéo)*

bê tông vuốt. Nếu vuốt có kích thước đáng kể ta có thể qui đổi phần này về thép theo công thức (5.4) với tử số thay bằng bề rộng trung bình của vuốt. Cốt thép dọc trong bản bản mặt cầu có thể phải xem xét, khi đó diện tích cốt thép bản coi như tập trung tại mức trọng tâm của các lớp cốt thép.

Bảng 5.1. Tỷ số n

Cường độ bê tông $f_c^{'}$ (MPa)	n
$16 \le f_c^{'} < 20$	10
$20 \le f_c^{'} < 25$	9
$25 \le f_c^{'} < 32$	8
$32 \le f_c^{'} < 41$	7
$41 \le f_c^{'}$	6

Theo AASHTO, công thức (5.4) dùng để chuyển đổi bề rộng có hiệu của bản bê tông khi tính cho tải trọng tức thời; tuy nhiên khi tính toán cho tải trọng thường xuyên, hệ số n ở công thức (5.4) phải được thay bằng 3n. Hệ số 3n là để xét đến độ tăng biến dạng do từ biến của bê tông dưới tác dụng của tải trong thường xuyên. Từ biến của bê tông có khuynh hướng chuyển ứng suất dài hạn từ bê tông sang thép, làm tăng độ cứng tương đối của thép.

5.4.4.2. Xác định đặc trưng hình học

Đối với kết cấu dầm liên hợp, thông thường tiết diện hình thành theo hai giai đoạn là bê tông chưa đông cứng và khi đã đông cứng đủ cường độ. Ở giai đoạn đầu tiên, các tải trọng như trọng lượng dầm thép, bản bê tông, ván khuôn, thiết bị thi công, ... chỉ do dầm thép chịu; nghĩa là trong giai đoạn này tiết diện làm việc chỉ có dầm thép. Ở giai đoạn bê tông đã đủ cường độ, lúc này bê tông đã liên hợp với dầm thép, tiết diện làm việc sẽ là tiết diện liên hợp bao gồm cả bản bê tông và dầm thép chịu các tải trọng tĩnh tải chất thêm, hoạt tải, và các tải trọng khác. Tuy nhiên, cần chú ý việc chuyển đổi bản bê tông phải tương ứng với việc tính toán dài hạn (3n) và ngắn hạn (n). Các đặc trưng hình học của tiết diện làm việc tương ứng với từng giai đoạn sẽ được trình bày dưới đây (xem hình 5.44).

5.4.4.2.1. Tiết diện dầm thép

Diện tích dầm thép được xác định bởi

$$A_{NC} = b_{tf}.t_{tf} + D.t_w + b_{bf}.t_{bf} \qquad (5.5)$$

trong đó các kích thước các bộ phận dầm thép đã được thể hiện ở hình 5.40.

Mô men tĩnh của tiết diện dầm thép lấy đối với trục X được tính toán:

$$S_{NC} = b_{tf}.t_{tf}.\left(d - \frac{t_{tf}}{2}\right) + D.t_w.\left(\frac{D}{2} + t_{bf}\right) + b_{bf}.t_{bf}.\left(\frac{t_{bf}}{2}\right) \quad (5.6)$$

Khi đó, trục trung hòa NC của tiết diện dầm thép cách trục X một khoảng được xác định bởi:

$$y_{NC}^{b} = a = \frac{S_{NC}}{A_{NC}} \quad (5.7)$$

và trục NC cách mép trên dầm thép là:

$$y_{NC}^{t} = d - y_{NC}^{b} \quad (5.8)$$

Mô men quán tính của tiết diện dầm thép sẽ là:

$$I_{NC} = \frac{1}{12}b_{tf}.t_{tf}^3 + b_{tf}.t_{tf}.\left(y_{NC}^{t} - \frac{t_{tf}}{2}\right)^2 + \frac{1}{12}t_w.D^3 + D.t_w.\left(\frac{D}{2} + t_{bf} - y_{NC}^{b}\right)^2 + \frac{1}{12}b_{bf}.t_{bf}^3 + b_{bf}.t_{bf}.\left(y_{NC}^{b} - \frac{t_{bf}}{2}\right)^2 \quad (5.9)$$

Mô men kháng uốn của tiết diện dầm thép tính đối với mép trên và mép dưới là:

$$S_{NC}^{t} = \frac{I_{NC}}{y_{NC}^{t}} \text{ và } S_{NC}^{b} = \frac{I_{NC}}{y_{NC}^{b}} \quad (5.10)$$

5.4.4.2.2. Tiết diện liên hợp dài hạn

Khi tính toán đặc trưng tiết diện, phần vút của bản bê tông có thể bỏ qua; tuy nhiên nó phải được kể vào khi tính hiệu ứng do các tải trong gây ra.

Bề rộng chuyển đổi của bản bê tông là:

$$b_{tr,LT} = \frac{b_e}{3n} \quad (5.11)$$

Diện tích tiết diện liên hợp dài hạn sẽ là:

$$A_{LT} = A_s + b_{tr,LT}.t_s \quad (5.12)$$

Mô men tĩnh của tiết diện liên hợp dài hạn lấy đối với trục NC được tính:

$$S_{LT} = b_{tr,LT}.t_s.\left(\frac{t_s}{2} + t_h + y_{NC}^{t}\right) \quad (5.13)$$

Khi đó trục trung hòa LT của tiết diện liên hợp dài hạn ở vị trí cách trục NC một khoảng:

$$b = \frac{S_{LT}}{A_{LT}} \quad (5.14)$$

và trục trung hòa LT cách mép trên, mép dưới của dầm thép và mép trên của bản bê tông lần lượt là:

$$y_{LT}^{t} = y_{NC}^{t} - b \tag{5.15}$$

$$y_{LT}^{b} = y_{NC}^{b} + b \tag{5.16}$$

$$y_{LT}^{tc} = y_{LT}^{t} + t_h + t_s \tag{5.17}$$

Mô men quán tính của tiết diện liên hợp dài hạn là:

$$I_{LT} = I_{NC} + A_{NC}.b^2 + \frac{1}{12}b_{tr,LT}.t_s^3 + b_{tr,LT}.t_s.\left(y_{LT}^{tc} - \frac{t_s}{2}\right)^2 \tag{5.18}$$

Mô men kháng uốn của tiết diện dài hạn tính đối với mép trên, mép dưới dầm thép và mép trên bản bê tông là:

$$S_{LT}^{t} = \frac{I_{LT}}{y_{LT}^{t}},\quad S_{LT}^{b} = \frac{I_{LT}}{y_{LT}^{b}},\text{ và }\quad S_{LT}^{tc} = \frac{I_{LT}}{y_{LT}^{tc}} \tag{5.19}$$

5.4.4.2.3. Tiết diện liên hợp ngắn hạn

Bề rộng chuyển đổi của bản bê tông là:

$$b_{tr,ST} = \frac{b_e}{n} \tag{5.20}$$

Diện tích tiết diện liên hợp ngắn hạn sẽ là:

$$A_{ST} = A_s + b_{tr,ST}.t_s \tag{5.21}$$

Mô men tĩnh của tiết diện liên hợp ngắn hạn lấy đối với trục NC được tính:

$$S_{ST} = b_{tr,ST}.t_s.\left(\frac{t_s}{2} + t_h + y_{NC}^{t}\right) \tag{5.22}$$

Khi đó trục trung hòa ST của tiết diện liên hợp ngắn hạn ở vị trí cách trục NC một khoảng:

$$c = \frac{S_{ST}}{A_{ST}} \tag{5.23}$$

và trục trung hòa ST cách mép trên, mép dưới của dầm thép dầm thép và mép trên của bản bê tông lần lượt là:

$$y_{ST}^{t} = y_{NC}^{t} - c \tag{5.24}$$

$$y_{ST}^{b} = y_{NC}^{b} + c \tag{5.25}$$

$$y_{ST}^{tc} = y_{ST}^{t} + t_h + t_s \tag{5.26}$$

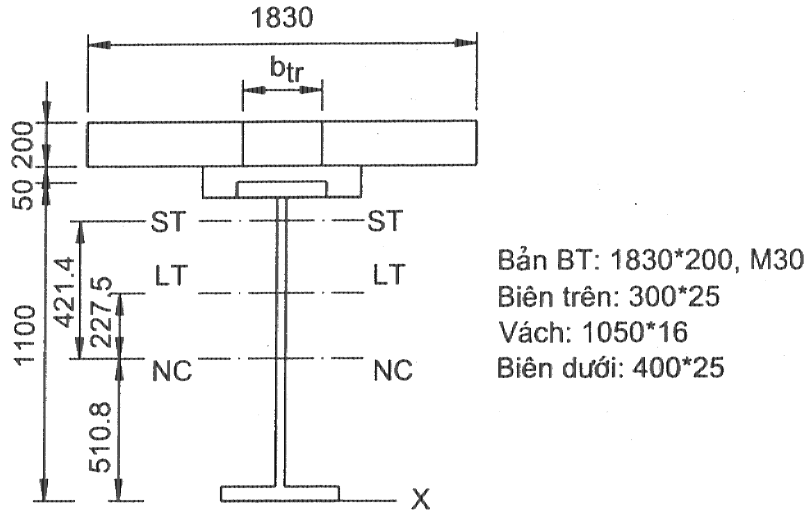
Mô men quán tính của tiết diện liên hợp ngắn hạn là:

$$I_{ST} = I_s + A_s.c^2 + \frac{1}{12}b_{tr,ST}.t_s^3 + b_{tr,ST}.t_s.\left(y_{ST}^{tc}\right)^2 \tag{5.27}$$

Mô men kháng uốn của tiết diện ngắn hạn tính đối với mép trên, mép dưới dầm thép và mép trên bản bê tông là:

$$S_{ST}^{t} = \frac{I_{ST}}{y_{ST}^{t}},\quad S_{ST}^{b} = \frac{I_{ST}}{y_{ST}^{b}},\ \text{và}\ \ S_{ST}^{tc} = \frac{I_{ST}}{y_{ST}^{tc}} \tag{5.28}$$

Ví dụ 5.2. Hãy xác định đặc trưng hình học tiết diện dầm ngoài cùng của kết cấu nhịp cầu có mặt cắt ngang được thể hiện ở hình 5.40. Các kích thước của các bộ phận trong tiết diện này được thể hiện ở hình 5.45.



Hình 5.45. *Kích thước dầm*

Giai đoạn tiết diện chưa liên hợp. Các công thức từ (5.5) đến (5.10) sẽ được áp dụng để tính đặc trưng hình học trong giai đoạn này.

$$A_{NC} = 300\times 25 + 1050\times 16 + 400\times 25 = 34300\ (\text{mm}^2)$$

$$S_{NC} = 300\times 25\times\left(1100 - \frac{25}{2}\right) + 1060\times 16\times\left(\frac{1060}{2} + 25\right) + 400\times 25\times\left(\frac{25}{2}\right)$$

$$= 17521\times 10^3\ (\text{mm}^3)$$

$$y_{NC}^{b} = a = \frac{17521\times 10^3}{34300} = 510{,}8\ (\text{mm})$$

$$y_{NC}^{t} = 1100 - 510{,}8 = 589{,}2\ (\text{mm})$$

$$I_{NC} = \frac{1}{12}\times 300\times 25^3 + 300\times 25\times\left(589{,}2 - \frac{25}{2}\right)^2$$

$$+\frac{1}{12}\times 16\times 1050^3 + 1050\times 16\times\left(\frac{1050}{2} + 25 - 510{,}8\right)^2$$

$$+\frac{1}{12}\times 400\times 25^3 + 400\times 25\times\left(510{,}8 - \frac{25}{2}\right)^2$$

$$= 6546\times 10^6\ (\text{mm}^4)$$

$$S_{NC}^{t} = \frac{6546\times 10^6}{589{,}2} = 11{,}11\times 10^6\ (\text{mm}^3)$$

$$S_{NC}^{b} = \frac{6546\times10^{6}}{510,8} = 12,82\times10^{6}\ (mm^{3})$$

Giai đoạn tiết diện liên hợp dài hạn. Các công thức từ (5.11) đến (5.19) được áp dụng để tính đặc trưng hình học trong giai đoạn này.

$$b_{tr} = \frac{1830}{3\times8} = 76,25\ (mm)$$

$$A_{LT} = 34300 + 76,25\times200 = 49550\ \ (mm^{2})$$

$$S_{LT} = 76,25\times200\times\left(\frac{200}{2}+50+589,2\right) = 11272\times10^{3}\ (mm^{3})$$

$$b = \frac{11273\times10^{3}}{49550} = 227,5\ (mm)$$

$$y_{LT}^{t} = 589,2 - 227,5 = 361,7\ (mm)$$

$$y_{LT}^{b} = 1100 - 361,7 = 738,3\ (mm)$$

$$y_{LT}^{tc} = 361,7 + 50 + 200 = 611,7\ (mm)$$

$$I_{LT} = 6546\times10^{6} + 49550\times227,5^{2} + \frac{1}{12}\times76,25\times200^{3} + 76,25\times200\times\left(611,7-\frac{200}{2}\right)^{2}$$

$$= 13154\times10^{6}\ (mm^{4})$$

$$S_{LT}^{t} = \frac{13154\times10^{6}}{361,7} = 36,37\times10^{6}\ (mm^{3})$$

$$S_{LT}^{b} = \frac{13154\times10^{6}}{783,3} = 10,31\times10^{6}\ (mm^{3})$$

$$S_{LT}^{tc} = \frac{13154\times10^{6}}{611,7} = 21,50\times10^{6}\ (mm^{3})$$

Giai đoạn tiết diện liên hợp ngắn hạn. Các công thức từ (5.20) đến (5.28) được áp dụng để tính đặc trưng hình học trong giai đoạn này.

$$b_{tr} = \frac{1830}{8} = 228,75\ (mm)$$

$$A_{ST} = 34300 + 228,75\times200 = 80050\ \ (mm^{2})$$

$$S_{ST} = 228,75\times200\times\left(\frac{200}{2}+50+589,2\right) = 33734\times10^{3}\ (mm^{3})$$

$$c = \frac{33734\times10^{3}}{80050} = 421,4\ (mm)$$

$$y_{ST}^{t} = 589,2 - 421,4 = 167,8\ (mm)$$

$$y_{ST}^{b} = 1100 - 167,8 = 932,2 \text{ (mm)}$$

$$y_{ST}^{tc} = 167,8 + 50 + 200 = 417,8 \text{ (mm)}$$

$$I_{ST} = 6546 \times 10^6 + 80050 \times 421,4^2 + \frac{1}{12} \times 228,75 \times 200^3 + 228,75 \times 200 \times \left(417,8 - \frac{200}{2}\right)^2$$

$$= 25534 \times 10^6 \text{ (mm}^4\text{)}$$

$$S_{ST}^{t} = \frac{25534 \times 10^6}{167,8} = 152,17 \times 10^6 \text{ (mm}^3\text{)}$$

$$S_{ST}^{b} = \frac{25534 \times 10^6}{932,2} = 27,39 \times 10^6 \text{ (mm}^3\text{)}$$

$$S_{ST}^{tc} = \frac{25534 \times 10^6}{417,8} = 61,12 \times 10^6 \text{ (mm}^3\text{)}$$

5.4.5. Ứng suất trong dầm do uốn

5.4.5.1. Ứng suất trong dầm liên hợp

Ứng suất f trong dầm thép của kết cấu dầm liên hợp được xác định theo tính toán đàn hồi:

$$f = \frac{M_{D1}}{I_{NC}} . y_{NC} + \frac{M_{D2}}{I_{LT}} . y_{LT} + \frac{M_{LL}}{I_{ST}} . y_{ST} \qquad (5.29a)$$

Đối với bản bê tông, do nó chỉ làm việc sau khi hình thành đủ cường độ nên ứng suất bê tông được tính:

$$f = \frac{M_{D2}}{(3n) I_{LT}} . y_{LT} + \frac{M_{LL}}{(n) I_{ST}} . y_{ST} \qquad (5.29b)$$

trong đó: M_{D1} - mô men do các tải trọng gây ra trong dầm thép (chưa liên hợp);

M_{D2} - mô men do các tải trọng gây ra trong dầm liên hợp dài hạn;

M_{LL} - mô men do các tải trọng gây ra trong dầm liên hợp ngắn hạn;

I_{NC} - mô men quán tính tiết diện không liên hợp;

I_{LT} - mô men quán tính tiết diện liên hợp dài hạn;

I_{ST} - mô men quán tính tiết diện liên hợp ngắn hạn;

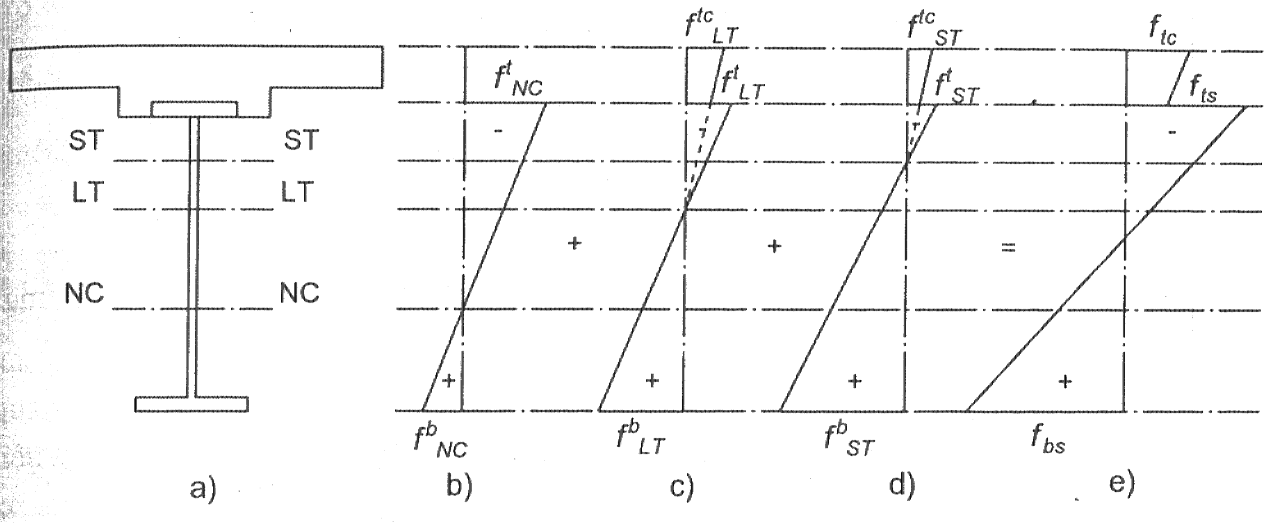
y_{NC} - khoảng cách trục trung hòa tiết diện không liên hợp đến vị trí tính ứng suất;

y_{LT} - khoảng cách trục trung hòa tiết diện liên hợp dài hạn đến vị trí tính ứng suất;

y_{ST} - khoảng cách trục trung hòa tiết diện liên hợp ngắn hạn đến vị trí tính ứng suất.

Công thức (5.29) áp dụng cho tất cả giai đoạn làm việc của dầm liên hợp. Hình 5.45b,c, và d lần lượt thể hiện các biểu đồ ứng suất ứng với giai đoạn chưa liên hợp, liên hợp dài hạn và liên hợp ngắn hạn. Hình 5.45e thể hiện biểu đồ ứng suất tổng cộng của

các giai đoạn tính toán. Thông thường, ứng suất tại mép trên dầm thép f_{ts} nhỏ hơn ứng suất tại mép dưới dầm thép f_{bs}; do đó, tiết diện bản biên trên nên chọn kích thước nhỏ hơn so với biên dưới. Đối với bản bê tông, ta nên thiết kế sao cho bản hoàn toàn chịu nén.



Hình 5.46. *Ứng suất uốn trong dầm liên hợp*
a) Tiết diện; b) Giai đoạn chưa liên hợp; c) Liên hợp dài hạn
d) Liên hợp ngắn hạn; e) Tổng hợp ứng suất

Ví dụ 5.3. Hãy xác định các ứng suất trong tiết diện như đã thể hiện ở hình 5.45. Tiết diện này chịu mô men dương có hệ số tương ứng với các giai đoạn chưa liên hợp, giai đoạn liên hợp dài hạn và liên hợp ngắn hạn lần lượt là $M_{D1} = 1240$ kN.m, $M_{D2} = 410$ kN.m, và $M_{LL} = 2709$ kN.m.

Giai đoạn chưa liên hợp. Ứng suất tại mép trên, mép dưới dầm thép được tính bởi:

$$f^{t}_{NC} = \frac{M_{D1}}{S^{t}_{NC}} = \frac{1240\times10^{6}}{11,11\times10^{6}} = 111,61 \text{ (MPa)}$$

$$f^{b}_{NC} = \frac{M_{D1}}{S^{b}_{NC}} = \frac{1240\times10^{6}}{12,82\times10^{6}} = 96,72 \text{ (MPa)}$$

Giai đoạn liên hợp dài hạn. Ứng suất tại mép trên và mép dưới dầm thép, và mép trên bản bê tông được tính bởi:

$$f^{t}_{LT} = \frac{M_{D2}}{S^{t}_{LT}} = \frac{410\times10^{6}}{36,37\times10^{6}} = 11,27 \text{ (MPa)}$$

$$f^{b}_{LT} = \frac{M_{D2}}{S^{b}_{LT}} = \frac{410\times10^{6}}{10,31\times10^{6}} = 39,77 \text{ (MPa)}$$

$$f^{tc}_{LT} = \frac{M_{D2}}{S^{b}_{LC}} = \frac{1}{24}\times\frac{410\times10^{6}}{21,50\times10^{6}} = 0,80 \text{ (MPa)}$$

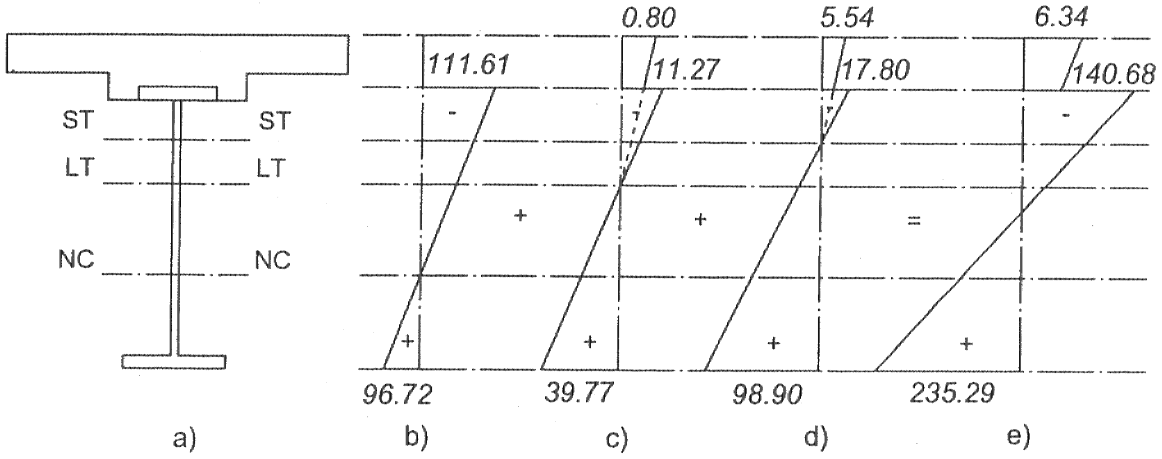
Giai đoạn liên hợp ngắn hạn. Ứng suất tại mép trên và mép dưới dầm thép, và mép trên bản bê tông được tính bởi:

$$f_{ST}^{t} = \frac{M_{LL}}{S_{ST}^{t}} = \frac{2709\times10^{6}}{152,17\times10^{6}} = 17,80 \text{ (MPa)}$$

$$f_{ST}^{b} = \frac{M_{LL}}{S_{ST}^{b}} = \frac{2709\times10^{6}}{27,39\times10^{6}} = 98,90 \text{ (MPa)}$$

$$f_{ST}^{tc} = \frac{M_{LL}}{S_{ST}^{tc}} = \frac{1}{8}\times\frac{2709\times10^{6}}{61,12\times10^{6}} = 5,54 \text{ (MPa)}$$

Hình 5.47 thể hiện các biểu đồ ứng suất do uốn trong các giai đoạn và biểu đồ ứng suất tổng cộng.



Hình 5.47. *Các biểu đồ ứng suất do uốn, đơn vị MPa*

5.4.5.2. Ứng suất trong dầm không liên hợp

Trong dầm không liên hợp, toàn bộ tải trọng bao gồm tĩnh tải và hoạt tải sẽ do dầm thép chịu. Vì vậy, ứng suất f trong dầm thép được xác định bởi

$$f = \frac{M}{I_{NC}} \cdot y_{NC} \qquad (5.30)$$

trong đó: M - mô men do tất cả các tải trọng gây ra lên dầm dầm thép;

I_{NC} - mô men quán tính tiết diện dầm thép;

y_{NC} - khoảng cách trục trung hòa tiết diện dầm thép đến vị trí tính ứng suất;

5.4.6. Điều chỉnh nội lực trong kết cấu dầm liên hợp

Điều chỉnh nội lực để tăng cường hiệu quả của bản bê tông và giảm nhẹ sự làm việc của dầm thép. Nguyên tắc điều chỉnh nội lực tạo sẵn trong kết cấu một trạng thái ngược dấu với nội lực gây ra do tải trọng.

Các phương pháp điều chỉnh có thể là dùng thanh hoặc cáp căng. Thanh hoặc cáp căng có thể bố trí ở dưới hoặc ở trên dầm để tạo ra một mô men lệch tâm trong dầm khi

thi công sẽ làm giảm mô men do tải trọng gây ra cho dầm thép. Một cách khác là dùng kích bố trí trên trụ tạm. Khi đó, trụ tạm thường được bố trí ở giữa nhịp, do đó làm giảm nhiều mô men dương trong dầm, mặc dù xuất hiện mô men âm nhưng dầm thép luôn chịu ứng suất nén và kéo tốt. Sau khi bê tông bản bê tông đạt cường độ, các kết cấu phụ trợ được tháo dỡ, và do đó, kết cấu liên hợp sẽ cùng chịu tải trọng lớn hơn.

5.5. TÍNH TOÁN NỘI LỰC TRONG DẦM CHỦ

5.5.1. Tải trọng

5.5.1.1. Tĩnh tải

Tĩnh tải tác dụng lên kết cấu nhịp bao gồm trọng lượng bản thân của dầm thép, hệ liên kết, bản bê tông, các lớp phủ mặt cầu, lan can, tay vịn, rào chắn, ... Tuy nhiên, việc xác định chính xác tĩnh tải của dầm thép, dàn thép sẽ gặp nhiều khó khăn. Vì vậy, thật là quan trọng để biết cường độ chính xác của tĩnh tải. Nếu cường độ này dự đoán từ các số liệu trước đó thì việc thiết kế sẽ được giảm đáng kể và kết quả là sẽ dẫn đến việc thiết kế kinh tế của cầu thép. Một số phương pháp xác định tĩnh tải của dầm thép được trình bày dưới đây.

Phương pháp Streletski. Trọng lượng phân bố của dầm chính hoặc dàn thép DC_g được xác định bởi

$$DC_g = \frac{a.\left[M_{LL+IM}^{1/4}/\omega\right] + b.\left(DW + DC_s + DC_b\right)}{\left(F_y/\gamma\right) - b.L}.L \qquad (5.31)$$

trong đó: $M_{LL+IM}^{1/4}$ - mô men tại tiết diện một phần tư nhịp do hoạt tải gây ra có kể đến xung kích và hệ số phân bố ngang (N.mm);

ω - diện tích đường ảnh hưởng mô men tại một phần tư nhịp (mm);

DW, DC_s, DC_b - tải trọng phân bố của lớp phủ mặt cầu, bản bê tông và hệ liên kết được tính cho một dầm (N/mm);

F_y - cường độ chảy của thép (MPa);

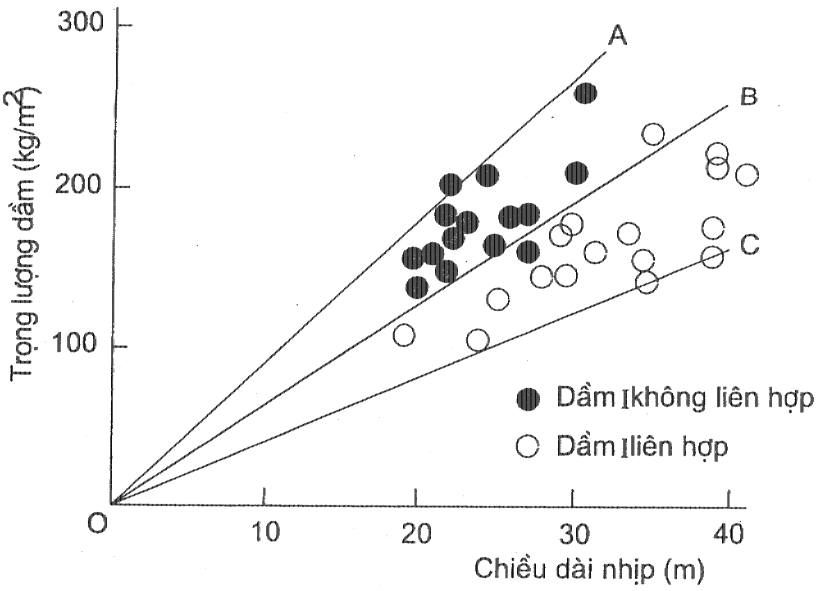
γ - trọng lượng riêng của thép (N/mm^3);

L - chiều dài nhịp (mm).

a, b - hệ số đặc trưng tải trọng có thể lấy: $a = b = 4,5$ đối với dầm đơn giản; $a = 4,8$ và $b = 3,7$ đối với dầm liên tục; $a = b = 4,0$ đối với dàn đơn giản có đường xe chạy trên; $a = 4,2$ và $b = 3,3$ đối với dàn liên tục có đường xe chạy trên; $a = b = 3,5$ đối với dàn đơn giản có đường xe chạy dưới; và $a = 3,7$ và $b = 2,9$ đối với dàn liên tục có đường xe chạy dưới.

Phương pháp Konishi và Komatsu. Các giáo sư Konishi và Komatsu đã đưa ra các đồ thị quan hệ giữa chiều dài nhịp và trọng lượng dầm ứng với loại tiết diện dầm. Hình

5.48 là một trường hợp áp dụng cho dầm I. Trong hình này, trọng lượng thép nằm trong phạm vi AOB đối với dầm I không liên hợp và BOC đối với dầm I liên hợp.



Hình 5.48. Trọng lượng dầm I

Một điều người thiết kế cần chú ý rằng sau khi thiết kế kết cấu nhịp cầu, giá trị thực của cường độ phân bố tĩnh tải phải được so sánh với giá trị tính toán ban đầu.

5.5.1.2. Hoạt tải

Hoạt tải ô tô dùng để thiết kết kết cấu nhịp là HL93 bao gồm xe tải thiết kế hoặc xe hai trục thiết kế kết hợp với tải trọng làn như đã trình bày ở Chương 3. Đối với cầu nằm trên tuyến đường cấp thấp hơn, Chủ đầu tư có thể xác định tải trọng trục của xe tải thiết kế và xe hai trục thiết kế nhân với hệ số 0,5 hoặc 0,65.

Ngoài hoạt tải ô tô, tải trọng người có thể được tính toán trong quá trình thiết kế. Đối với tất cả đường bộ hành rộng hơn 600 mm, tải trọng người được lấy bằng 3 kN/m^2 và được tính đồng thời với hoạt tải ô tô. Đối với cầu chỉ dành cho người đi bộ và đi xe đạp, hoạt tải được lấy bằng 4 kN/m^2.

5.5.2. Xác định nội lực

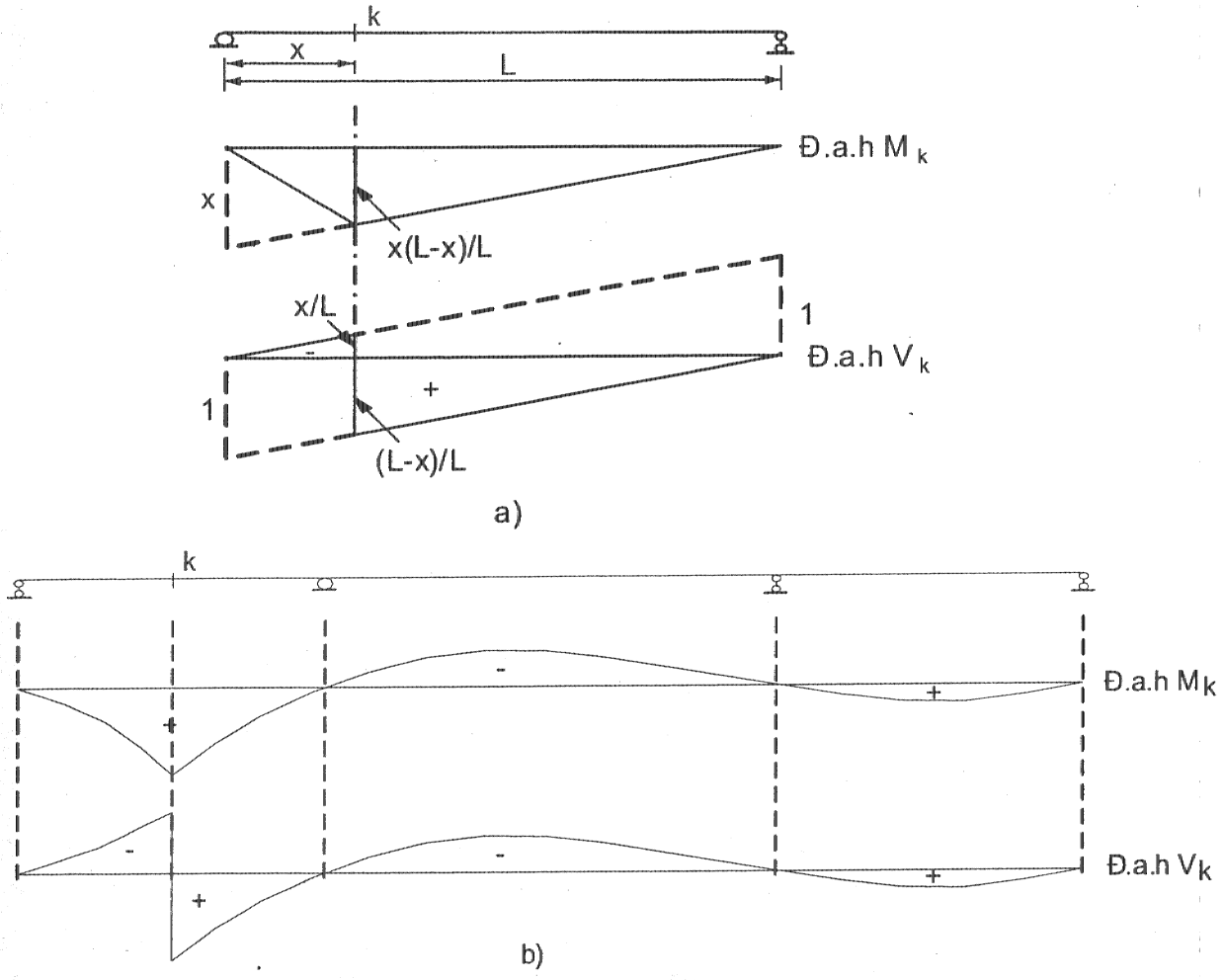
Thông thường, việc xác định nội lực (hoặc hiệu ứng của tải trọng) trong kết cấu nhịp dựa vào các đường ảnh hưởng mô men, lực cắt, hoặc lực dọc. Hình 5.49 thể hiện các đường ảnh hưởng hay dùng trong dầm đơn giản và dầm liên tục.

Các tải trọng được chất trên đường ảnh hưởng sao cho gây ra hiệu ứng bất lợi nhất. Các tải trọng phải được tổ hợp theo các trạng thái giới hạn như đã được trình bày ở Chương 3. Nói chung, nội lực trong dầm được xác định bởi công thức

$$U = \left\{\left(\eta_i.\gamma_{DC}.DC + \eta_i.\gamma_{DW}.DW\right).\sum\Omega + \right.$$

$$\left.\eta_i.\gamma_{LL}.mg_{LL}.\left[(1+IM).\sum P_i.y_i + p_L.\omega\right] + \quad \eta_i.\gamma_p.g_p.PL.\omega\right\} \qquad (5.32)$$

trong đó các số hạng trong dấu { } là các hiệu ứng lần lượt do tải trọng tĩnh tải, hoạt tải, và đoàn người gây ra. Các ký hiệu trong công thức (5.31) là:



Hình 5.49. *Các dạng đường ảnh hưởng mô men và lực cắt*
a) Dầm đơn giản; b) Dầm liên tục

η_i - hệ số điều chỉnh tải trọng;

γ_{DC}, γ_{DW} - hệ số tải trọng của tĩnh tải bản thân dầm, và của lớp phủ mặt cầu;

γ_{LL}, γ_p - hệ số tải trọng của hoạt tải HL93, và của đoàn người;

DC, DW - tải trọng phân bố của bản thân dầm, và của lớp phủ mặt cầu;

P_i, y_i - tải trọng trục xe chất lên đường ảnh hưởng và tung độ đường ảnh tương ứng

(1 + IM) - hệ số xung kích;

p_L, PL - tải trọng làn, và tải trọng người;

$\sum\Omega$ - tổng diện tích của đường ảnh hưởng ;

ω - diện tích đường ảnh hưởng ứng với tải trọng làn và người;

mg_{LL}, g_{PL} - hệ số phân phối ngang của hoạt tải HL93 có kể đến hệ số làn xe, và của người;

Hiệu ứng các tải trọng xác định ở công thức (5.31) có thể được viết lại tương ứng với các trạng thái giới hạn cho một cầu thông thường ($\eta_i = \eta$):

- Trạng thái giới hạn cường độ I:

$$U = \eta\left[1,25DC + 1,5DW + 1,75(LL + IM) + 1,0FR + \gamma_{TG}TG\right] \quad (5.32\text{-}1)$$

- Trạng thái giới hạn sử dụng I:

$$U = \eta\left[1,0(DC + DW) + 1,0(LL + IM) + 0,3(WS + WL) + 1,0FR\right] \quad (5.32\text{-}2)$$

- Trạng thái giới hạn sử dụng II:

$$U = \eta\left[1,0(DC + DW) + 1,3(LL + IM)\right] \quad (5.32\text{-}3)$$

- Trạng thái giới hạn mỏi và đứt gãy:

$$U = \eta\left[0,75(LL + IM)\right] \quad (5.32\text{-}4)$$

- Trạng thái thi công cường độ I:

$$U = \eta\left[1,25DC + 1,75(LL_{const} + 1,5IM)\right] \quad (5.32\text{-}5)$$

trong đó các ký hiệu như DC, DW, LL, ... là các hiệu ứng do các tải trọng tương ứng gây ra, và LL_{const} là hiệu ứng do hoạt tải thi công.

Ví dụ 5.4. Một kết cấu nhịp cầu đơn giản có nhịp tính toán $L = 24$ m và mặt cắt ngang cầu được thể hiện ở Ví dụ 5.1. Hệ số phân bố ngang tính mô men cho dầm biên là 0,56 và lực cắt cho dầm giữa 0,70 đã được tính toán ở Ví dụ 3.2. Tải trọng phân bố của dầm thép và hệ liên kết $DC_s = 4,55$ kN/m, của bản bê tông $DC_c = 9,23$ kN/m, của lớp phủ mặt cầu $DW = 3,03$ kN/m, và của rào chắn và các thiết bị tiện ích khác $DC_u = 0,92$ kN/m. Hoạt tải tác dụng là HL93.

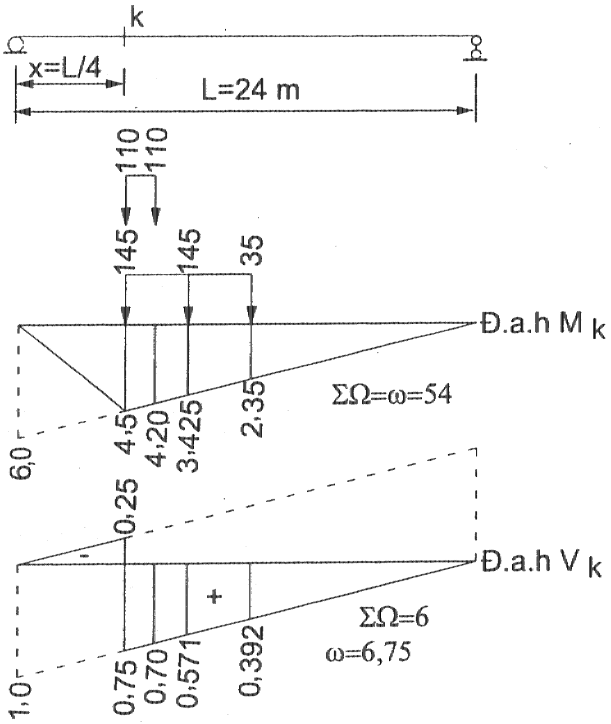
Hình 5.50 thể hiện việc chất tải trọng lên các đường ảnh hưởng mô men và lực cắt tại tiết diện một phần tư nhịp sao cho bất lợi nhất. Người đọc có thể dễ dàng tính toán hiệu ứng tại các tiết diện khác.

Trong ví dụ này, các hệ số điều chỉnh tải trọng đều lấy bằng nhau $\eta_i = \eta$.

	Cường độ	Sử dụng	Mỏi
Tính dẻo η_D	1,0	1,0	1,0
Tính dư η_R	1,0	1,0	1,0
Tính quan trọng η_I	1,0	N/A	N/A
$\eta = \eta_D.\eta_R.\eta_I$	1,0	1,0	1,0

Vận dụng công thức (5.32), mô men có hệ số do tĩnh tải, xe tải thiết kế và tải trọng làn được tính cho trạng thái giới hạn cường độ I sẽ là:

$$M_{1/4}^{CD1} = 1,0\left\{\left[1,25\left(4,55+9,23+0,92\right)+1,5\times3,03\right]54\right.$$
$$\left.+1,75\times0,56\left[1,25\left(145\times4,5+145\times3,425+35\times2,35\right)+9,3\times54\right]\right\} = 3238\,(\text{kN.m})$$



Hình 5.50. *Xác định hiệu ứng tải trọng tại tiết diện một phần tư nhịp*

và do tĩnh tải, xe hai trục thiết kế và tải trọng làn là

$$M_{1/4}^{CD1} = 1,0\left\{\left[1,25\left(4,55+9,23+0,92\right)+1,5\times3,03\right]54\right.$$
$$\left.+1,75\times0,56\left[1,25\times110\left(4,5+4,2\right)+9,3\times54\right]\right\} = 2902\,(\text{kN.m})$$

Do đó, mô men lớn nhất tại tiết diện này sẽ là 3238 kN.m. Một cách tương tự, lực cắt dương có hệ số tại tiết diện một phần tư nhịp ở trạng thái giới hạn cường độ 1 do tĩnh tải xe tải thiết kế và tải trọng làn gây ra là:

$$V_{1/4}^{CD1} = 1,0\left\{\left[1,25\left(4,55+9,23+0,92\right)+1,5\times3,03\right]\times6\right.$$
$$\left.+1,75\times0,7\left[1,25\left(145\times0,75+145\times0,571+35\times0,392\right)+9,3\times6,75\right]\right\} = 529\,(\text{kN.m})$$

và do tĩnh tải, xe hai trục thiết kế và tải trọng làn là

$$V_{1/4}^{CD1} = 1,0\left\{\left[1,25\left(4,55+9,23+0,92\right)+1,5\times3,03\right]\times6\right.$$
$$\left.+1,75\times0,7\left[1,25\times110\left(0,75+0,7\right)+9,3\times6,75\right]\right\} = 459\,(\text{kN.m})$$

Do đó, lực cắt lớn nhất tại tiết diện này sẽ là 529 kN.

5.6. TIẾT DIỆN CHỮ I CHỊU UỐN

Vì lực dọc thường có giá trị nhỏ trong hầu hết các cầu nên tiết diện chữ I chịu uốn chỉ chịu tổ hợp uốn và cắt. Nếu lực dọc này lớn thì tiết diện phải được xem như dầm -

cột. Khi tải trọng ngang cầu đặt lệch tâm so với tâm cắt của tiết diện, tổ hợp uốn và xoắn phải được xem xét. Tuy nhiên, tài liệu này chỉ đề cập đến tiết diện chữ I trong dầm cán hoặc dầm tổ hợp đối xứng với trục thẳng đứng và chỉ chịu uốn và cắt.

Mọi tiết diện chữ I chịu uốn đều phải thỏa mãn:

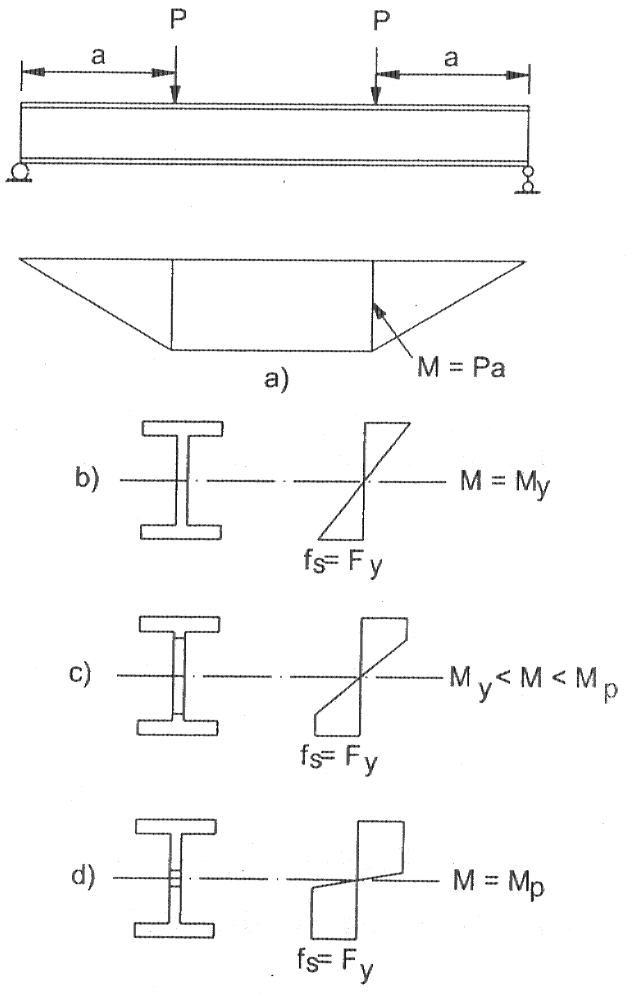
- Các bộ phận tiết diện phải tránh mất ổn định cục bộ và bốc xếp.
- Yêu cầu thi công.
- Trạng thái giới hạn cường độ.
- Trạng thái giới hạn sử dụng.
- Trạng thái giới hạn mỏi.

Theo Tiêu chuẩn thiết kế cầu LRFD của AASHTO 2005, các giới hạn về thi công và sử dụng thường khống chế khi thiết kế. Các trạng thái giới hạn mỏi và cường độ thường được thỏa mãn.

5.6.1. Khái niệm chung về sức kháng uốn trong tiết diện chữ I

Sức kháng tiết diện chữ I chịu uốn phụ thuộc phần lớn mức độ ổn định cục bộ hoặc tổng thể. Nếu tiết diện ổn định khi chịu tải trọng lớn thì tiết diện chữ I có thể phát triển sức kháng uốn vượt quá mô men chảy M_y đầu tiên đến mô men dẻo M_p. Nếu ổn định bị hạn chế bởi sự mất ổn định cục bộ hoặc tổng thể thì sức kháng uốn nhỏ hơn M_p và nếu sự mất ổn định đáng kể thì còn nhỏ hơn M_y.

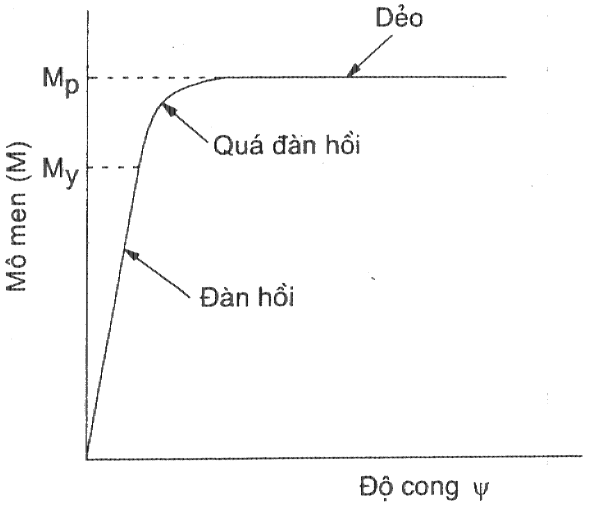
Hãy xét tiết diện chữ I đối xứng hai phương chịu uốn thuần túy tại giữa nhịp do hai lực tập trung như nhau gây ra (xem hình 5.51). Giả thiết rằng tiết diện ổn định khi chịu tải trọng. Khi tải trọng tăng, tiết diện vẫn phẳng, và biến dạng tăng cho đến khi thớ ngoài đạt tới $\varepsilon_y = F_y/E$. Mô men uốn mà khi thớ đầu tiên trong tiết diện đạt đến giới hạn chảy được gọi là mô men chảy M_y (xem hình 5.51b). Khi tải trọng tăng thêm nữa, biến dạng và sự xoay tăng lên, và có nhiều thớ đạt đến chảy (xem hình 5.51c). Khi tải trọng tác dụng lớn đến mức mà toàn bộ tiết diện đạt đến



Hình 5.51. Sự phát triển ứng suất chảy

chảy xảy ra, tiết diện lúc này là hoàn toàn dẻo và mô men uốn tương ứng được gọi là mô men dẻo M_p. Bất kỳ sự tăng tải trọng nào sẽ chỉ tăng biến dạng mà không tăng sức kháng mô men uốn. Mô men giới hạn này có thể thấy trên đường cong quan hệ giữa mô men và độ cong như được thể hiện ở hình 5.52.

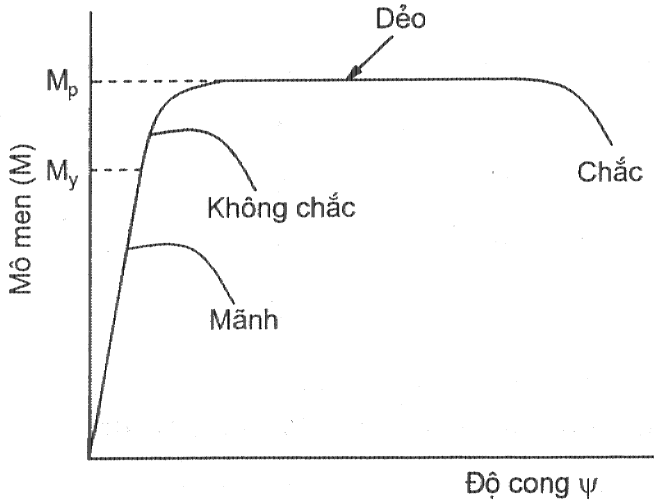
Khi mô men dẻo M_p đạt được tại tiết diện nào đó, khớp dẻo sẽ hình thành. Nếu khớp dẻo hình thành trong kết cấu tĩnh định, như dầm đơn giản ở hình 5.51a, thì cơ cấu sụp đổ sẽ xảy ra. Nếu nó hình thành trong kết cấu siêu tĩnh thì cơ cấu sụp đổ không xảy ra và khả năng chịu được tải trọng cao hơn nữa cho đến khi hình thành cơ cấu sụp đổ. Sự phân bố lại mô men có thể xảy ra trong kết cấu siêu tĩnh. Điều này tạo ra sự chuyển mô men từ vị trí ứng suất cao hơn sang vị trí có dự trữ cường độ. Kết quả là nâng cao khả năng chịu tải trọng và tải trọng phá hoại kết cấu sẽ lớn hơn.



Hình 5.52. *Đường cong quan hệ mô men và độ cong lý tưởng*

5.6.2. Mô men chảy và mô men dẻo

Sức kháng uốn của tiết diện phụ thuộc chủ yếu vào khả năng chịu nén của biên chịu nén. Nếu biên chịu nén được đỡ ngang liên tục và vách chắc chắn thì mất ổn định trong bản biên chịu nén không xảy ra và tiết diện sẽ đạt đến mô men dẻo hoàn toàn, nghĩa là $M_n = M_p$. Tiết diện mà thỏa mãn sự thu hẹp các điểm đỡ ngang và tỷ số chiều rộng/bề dày đối với bản biên và vách được gọi là tiết diện chắc. Các tiết diện sẽ làm việc hoàn toàn dẻo và quan hệ giữa mô men và độ cong của nó tương tự như đường cong trên cùng ở hình 5.53.



Hình 5.53. *Ứng xử ba loại tiết diện*

Nếu biên chịu nén được đỡ ngang với các khoảng đủ lớn để cho bản biên chịu nén mất ổn định cục bộ, nhưng không mất ổn định tổng thể, thì biên chịu nén làm việc giống như một cột quá đàn hồi. Tiết diện của cột quá đàn hồi có dạng chữ T, trong đó một phần đạt đến chảy và phần khác thì không. Các tiết diện này nằm trung gian giữa tính chất dẻo và đàn hồi, và được gọi là tiết diện không chắc. Chúng có thể phát triển đến mô men chảy như được thể hiện đường cong ở giữa hình 5.53.

Nếu biên chịu nén được đỡ ngang với các khoảng đủ lớn đến nỗi bản biên chịu nén mất ổn xoắn ngang thì biên chịu nén làm việc như một cột đàn hồi mà sức kháng của nó là tải trọng mất ổn định cực hạn giống như Euler bị giảm đi do hiệu ứng xoắn. Sự mất ổn định sẽ xảy ra đối với các tiết diện này khi tỷ số độ mảnh của biên chịu nén tương đối lớn và được gọi là tiết diện mảnh. Sự làm việc tiết diện mảnh được thể hiện bằng đường cong dưới cùng của hình 5.53. Các tiết diện mảnh sử dụng vật liệu không hiệu quả và hầu hết các nhà thiết kế đều tránh bằng cách bố trí thêm các liên kết đỡ ngang.

5.6.2.1. Mô men chảy của tiết diện liên hợp

Mô men chảy M_y là mô men gây ra chảy đầu tiên ở mỗi biên tiết diện dầm thép. Bởi vì tiết diện làm việc đàn hồi cho đến khi đạt đến chảy đầu tiên nên việc cộng tác dụng các mô men vẫn được áp dụng. Vì vậy, mô men M_y là tổng mô men tác dụng riêng biệt lên tiết diện dầm thép, tiết diện liên hợp dài hạn và tiết diện liên hợp ngắn hạn.

Ba giai đoạn tác dụng tải trọng lên tiết diện liên hợp chịu mô men dương được thể hiện ở hình 5.46:

- Mô men do tải trọng thường xuyên có hệ số lên tiết diện dầm thép trước khi bê tông đạt 75% cường độ chịu nén 28 ngày là M_{D1} và mô men kháng uốn (hay còn gọi là mô đun tiết diện) ở giai đoạn này là S_{NC}.
- Mô men do các tải trọng thường xuyên có hệ số còn lại (lớp phủ mặt cầu, bê tông rào chắn, ...) là M_{D2}, và mô men kháng uốn của tiết diện liên hợp dài hạn là S_{LT}.
- Mô men cần thêm vào để gây ra chảy tại một thớ biên dầm thép là M_{AD}. Mô men mày do hoạt tải có hệ số gây ra và mô men kháng uốn của tiết diện liên hợp ngắn hạn là S_{ST}. Mô men M_{AD} có thể tìm được từ phương trình:

$$\frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}} = F_y \qquad (5.33)$$

Vì vậy, mô men chảy M_y được xác định bởi:

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} \qquad (5.34)$$

Chú ý: Các mô men này là mô men có hệ số.

Ví dụ 5.5. Xác định mô men chảy M_y đối với tiết diện dầm liên hợp như đã trình bày ở ví dụ 5.4. Mô men có hệ số $M_{D1} = 1240$ kN.m và $M_{D2} = 410$ kN.m. Cấp của thép là 250.

Dựa vào biểu đồ ứng suất ở hình 5.47 trong ví dụ 5.5, ta thấy rằng thớ dưới cùng của dầm thép sẽ đạt đến giới hạn chảy đầu tiên. Áp dụng công thức (5.33), ta được:

$$96,72+39,77+\frac{M_{AD}}{27,39\times10^{6}}=250\rightarrow M_{AD}=3109\ \text{(kN.m)}$$

Vậy, theo công thức (5.34), mô men chảy của tiết diện sẽ là:

$$M_y=1240+410+3109=4759\ \text{(kN.m)}$$

5.6.2.2. Mô men chảy của tiết diện không liên hợp

Đối với tiết diện không liên hợp, các mô men kháng uốn bằng nhau và bằng S_{NC} vì tiết diện dầm thép đối xứng cả hai phương. Khi đó, mô men chảy được xác định một cách đơn giản bởi:

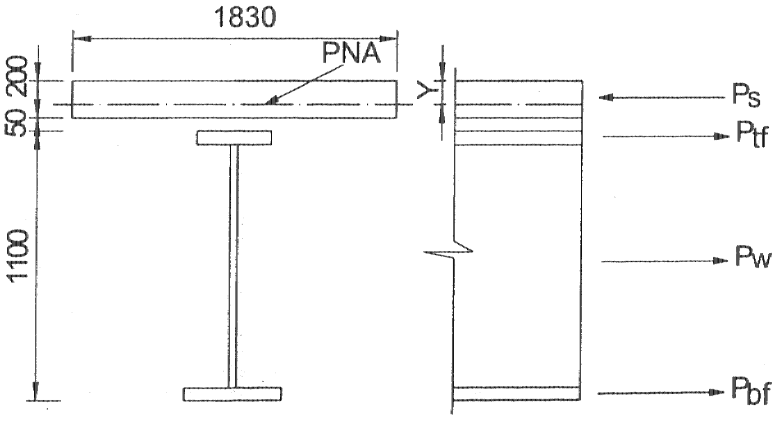
$$M_y=F_y.S_{NC} \tag{5.35}$$

5.6.2.3. Trục trung hòa dẻo của tiết diện liên hợp

Bước đầu tiên để xác định mô men dẻo của tiết diện liên hợp là tìm trục trung hòa của các lực dẻo. Các lực dẻo trong các phần thép trong tiết diện bằng tích của diện tích các bản biên, vách và cốt thép nhân với cường độ chảy tương ứng. Các lực dẻo trong phần bê tông của tiết diện, mà nó phải chịu nén, dựa vào ứng suất hình chữ nhật tương đương $0,85f_c^{'}$; tuy nhiên, bê tông chịu kéo thì không cần xét đến.

Vị trí trục trung hòa dẻo (PNA) tìm được bằng cách cân bằng các lực dẻo chịu nén với các lực dẻo chịu kéo. Nếu không chắc chắn thì có thể giả thiết vị trí của PNA, sau đó chứng tỏ giả thiết đó đúng hay không bằng cách cộng các lực dẻo. Nếu vị trí giả thiết không thỏa mãn điều kiện cân bằng thì cần giải một biểu thức sửa đổi để tìm vị trí chính xác của PNA.

Ví dụ 5.6. Xác định trục trung hòa dẻo PNA đối với tiết diện liên hợp chịu uốn dương như ví dụ 5.4. Trong ví dụ này, cốt thép dọc trong bản bê tông không xét đến.



Hình 5.54. *Các lực dẻo tiết diện liên hợp chịu uốn dương*

Hình 5.54 thể hiện các kích thước và các lực dẻo của từng bộ phận trong tiết diện. Các lực dẻo được xác định là:

- Bản bê tông: $P_s = 0{,}85f_c^{'}b_e t_s = 0{,}85\times 30\times 1830\times 200 = 9333$ (kN)
- Biên trên: $P_{tf} = F_y b_{tf} t_{tf} = 250\times 300\times 25 = 1875$ (kN)
- Vách: $P_w = F_y D t_w = 250\times 1050\times 16 = 4200$ (kN)
- Biên dưới: $P_{bf} = F_y b_{bf} t_{bf} = 250\times 400\times 25 = 2500$ (kN)

Ta thấy PNA phải nằm trong bản bê tông bởi vì:

$$P_{tf} + P_w + P_{bf} = 8575 < P_s = 9333 \text{ (kN)}$$

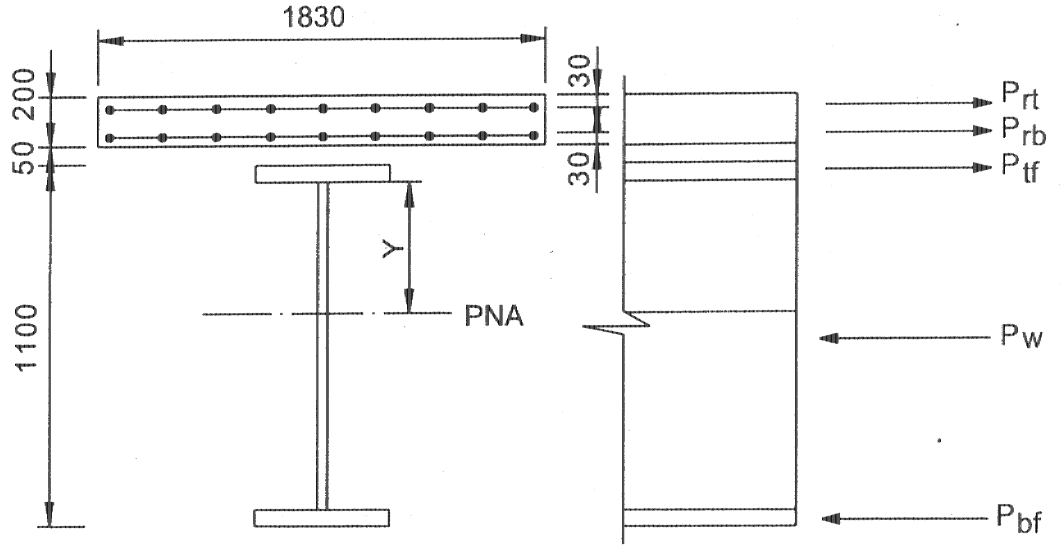
Khi đó, bê tông chia làm hai phần chịu nén và chịu kéo. Nếu Y là chiều cao chịu nén của bản bê tông thì Y được xác định bởi phương trình:

$$P_{tf} + P_w + P_{bf} = 0{,}85f_c^{'}b_e Y \rightarrow Y = \frac{P_{tf} + P_w + P_{bf}}{0{,}85f_c^{'}b_e} = \frac{8515\times 10^3}{0{,}85\times 30\times 1830} = 183{,}8 \text{ (mm)}$$

Do đó, PNA ở phía dưới mép trên cùng của tiết diện liên hợp một đoạn 183,8 mm.

Trong vùng mô men âm, đối với tiết diện liên hợp, cốt thép trong bản mặt cầu được xem như ảnh hưởng đến sức kháng uốn của tiết diện. Đối với tiết diện liên hợp chịu mô men dương, các cánh tay đòn của cốt thép là nhỏ và chủ yếu là bản bê tông tham gia đáng kể; tuy nhiên, đối với mô men âm, ảnh hưởng của cốt thép là cần phải xét tới.

Ví dụ 5.7. Xác định trục trung hòa dẻo PNA đối với tiết diện liên hợp chịu uốn âm. Cốt thép dọc trong bản bê tông gồm hai lớp. Lớp trên và lớp dưới gồm 9 thanh số 5 (đường kính danh định 16 mm, diện tích 200 mm^2) và có cấp thép 400. Dầm thép cấp 345 và bê tông M30. Hình 5.55 thể hiện các kích thước và các lực dẻo của từng bộ phận trong tiết diện.



Biên trên: 400*25 Vách: 1050*16 Biên dưới: 400*25

Hình 5.55. *Các lực dẻo tiết diện liên hợp chịu uốn âm*

Các lực dẻo được xác định là:

- Cốt thép lưới trên: $P_{rt} = A_{rt}f_y = 9\times200\times400 = 720$ (kN)
- Cốt thép lưới dưới: $P_{rb} = A_{rb}f_y = 9\times200\times400 = 720$ (kN)
- Bản biên trên: $P_{tf} = F_y b_{tf} t_{tf} = 345\times400\times25 = 3450$ (kN)
- Vách: $P_w = F_y D t_w = 345\times1050\times16 = 5796$ (kN)
- Bản biên dưới: $P_{bf} = F_{ybf} t_{bf} = 345\times400\times25 = 3450$ (kN)

Ta nhận thấy $P_{rt} + P_{rb} + P_{tf} = 4830 < P_w + P_{bf} = 9246$ (kN). Như vậy, PNA nằm trong vách. Khi đó, vách được chia làm hai phần chịu nén ở dưới và chịu kéo ở trên. Nếu Y là chiều cao chịu kéo của vách thì Y được xác định bởi phương trình:

$$P_{rt} + P_{rb} + P_{tf} + P_w\frac{Y}{D} = P_w\frac{D-Y}{D} + P_{bf} \rightarrow Y = \frac{D}{2}.\frac{P_w + P_{bf} - P_{rt} - P_{rb} - P_{tf}}{P_w}$$

$$\rightarrow Y = \frac{1050}{2}.\frac{5796+345-720-720-345}{5796} = 394{,}6 \text{ (mm)}$$

Vậy, PNA nằm ở dưới mép trên của vách là 394,6 mm.

5.6.2.4. Trục trung hòa dẻo của tiết diện không liên hợp

Đối với tiết diện không liên hợp, không có sự tham gia của bản mặt cầu và trục PNA được xác định như ở trên với $P_{rt} = P_{rb} = 0$. Nếu tiết diện dầm thép có biên trên và biên dưới đối xứng thì $P_{tf} = P_{bf}$ và $Y = D/2$.

5.6.2.5. Mô men dẻo của tiết diện liên hợp

Mô men dẻo M_p là tổng các mô men của các lực dẻo đối với trục PNA. Sự mất ổn định tổng thể và mất ổn định cục bộ được giả thiết không xảy ra để đạt được các lực dẻo.

Ví dụ 5.8. Xác định mô men dẻo dương đối với tiết diện liên hợp ở ví dụ 5.6 được thể hiện ở hình 5.54. PNA đã được xác định ở phía dưới mép trên cùng của tiết diện liên hợp một đoạn 183,8 mm.

Cánh tay đòn các lực dẻo là:

- Bản bê tông: $d_s = Y/2 = 183{,}8/2 = 91{,}9$ (mm)
- Bản biên trên: $d_{tf} = 25/2 + 250 - 183{,}8/2 = 110{,}6$ (mm)
- Vách: $d_w = 1050/2 + 25 + 250 - 183{,}8/2 = 708{,}1$ (mm)
- Bản biên dưới: $d_{bf} = 25/2 + 1050 + 250 - 183{,}8/2 = 1220{,}6$ (mm)

Mô men dẻo của tiết diện là:

$$M_p = 0{,}85\times30\times1830\times183{,}8\times91{,}9\times10^{-3} + 1875\times110.6 + 4200\times708{,}1 + 2500\times1220{,}6 = 7021 \text{ (kN.m)}$$

Ví dụ 5.9. Xác định mô men dẻo âm đối với tiết diện liên hợp ở ví dụ 5.7 được thể hiện ở hình 5.55. PNA đã được xác định nằm ở dưới mép trên của vách là 394.6 mm.

Cánh tay đòn các lực dẻo là

- Cốt thép trên: $d_{rt} = 394,6 + 25 + 250 - 30 = 639,6$ (mm)
- Cốt thép dưới: $d_{rb} = 394,6 + 25 + 50 + 30 = 499,6$ (mm)
- Bản biên trên: $d_{tf} = 394,6 + 25/2 = 407,1$ (mm)
- Vách chịu kéo: $d_{wt} = 394,6/2 = 197,3$ (mm)
- Vách chịu nén: $d_{wc} = (1050 - 394,6)/2 = 327,7$ (mm)
- Bản biên dưới: $d_{bf} = 25/2 + 1050 - 394,6 = 667,9$ (mm)

Mô men dẻo của tiết diện là

$$M_p = 720 \times 639,6 + 720 + 499,6 + 3450 \times 407,1 + 345 \times 394,6 \times 16 \times 197,3 \times 10^{-3}$$

$$+345 \times (1050 - 394,6) \times 16 \times 327,7 \times 10^{-3} + 3450 \times 667,9 = 6216 \text{ (kN.m)}$$

5.6.2.6. Mô men dẻo của tiết diện không liên hợp

Nếu không có neo chống trượt giữa bản bê tông và dầm thép thì bản bê tông và cốt thép không tham gia vào sức kháng tiết diện. Xét tiết diện ở hình 5.56 như một tiết diện không liên hợp. Khi đó, $P_{rt} = P_{rb} = 0$, và $Y = D/2$, và mô men dẻo là:

$$M_p = P_{tf}\left(\frac{D}{2} + \frac{t_{tf}}{2}\right) + P_w\left(\frac{D}{4}\right) + P_{bf}\left(\frac{D}{2} + \frac{t_{bf}}{2}\right)$$

5.6.2.7. Chiều cao chịu nén của vách

5.6.2.7.1. Chiều cao chịu nén của vách khi làm việc đàn hồi

Khi tính toán độ mảnh của vách, một đại lượng về độ ổn định quan trọng là chiều cao của vách chịu nén. Trong tiết diện không liên hợp với tiết diện dầm thép đối xứng hai phương, một nửa chiều cao vách, nghĩa là $D/2$, chịu nén. Đối với tiết diện không liên hợp không đối xứng hoặc tiết diện liên hợp, chiều cao vách chịu nén sẽ không bằng $D/2$ và thay đổi theo chiều uốn của dầm.

Khi các ứng suất do các tải trọng không hệ số gây ra vẫn trong miền đàn hồi, chiều cao vách chịu nén D_c là chiều cao mà trong đoạn này tổng đại số các ứng suất do tĩnh tải D_1 lên tiết diện dầm thép cộng với tĩnh tải D_2 và hoạt tải $LL + IM$ lên tiết diện liên hợp là ứng suất nén.

Ví dụ 5.10. Xác định chiều cao chịu nén của vách D_c đối với tiết diện ở hình 5.45 với các đặc trưng tiết diện đàn hồi được tính ở các ví dụ 5.2. Tiết diện này chịu các mô men dương không hệ số $M_{D1} = 992$ kNm, $M_{D2} = 284$ kNm, và $M_{LL+IM} = 1469$ kNm.

Ứng suất nén tại mép trên dầm thép do các mô men gây ra được tính bởi:

$$f^t = f^t_{NC} + f^t_{LT} + f^t_{ST} = \frac{M_{D1}}{S^t_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S^t_{LT}} + \frac{M_{LL+IM}}{S^t_{ST}}$$

$$= \frac{992\times10^6}{11,11\times10^6} + \frac{284\times10^6}{36,37\times10^6} + \frac{1469\times10^6}{152,17\times10^6} = 106,75 \text{ (MPa)}$$

Ứng suất kéo tại mép dưới dầm thép do các mô men gây ra được tính bởi:

$$f^b = f^b_{NC} + f^b_{LT} + f^b_{ST} = \frac{M_{D1}}{S^b_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S^b_{LT}} + \frac{M_{LL+IM}}{S^b_{ST}}$$

$$= \frac{992\times10^6}{12,82\times10^6} + \frac{284\times10^6}{10,31\times10^6} + \frac{1469\times10^6}{27,39\times10^6} = 158,56 \text{ (MPa)}$$

Khi có ứng suất nén tại mép trên và ứng suất kéo tại mép dưới của dầm thép, ta dễ dàng xác định được chiều cao chịu nén của dầm thép và sau đó, bằng cách trừ đi cho bề dày bản biên chịu nén, chiều cao chịu nén của vách sẽ là:

$$D_c = d.\frac{f^t}{f^t + f^b} - t_{fc} = 1100\times\frac{106,75}{106,75+158,56} - 25 = 417,6 \text{ (mm)}$$

trong đó: d là chiều cao dầm thép và t_{fc} là bề dày bản biên chịu nén.

5.6.2.7.2. Chiều cao chịu nén của vách khi chảy hoàn toàn

Chiều cao chịu nén của vách tại mô men dẻo D_{cp} thường được xác định dựa vào vị trí của PNA. Trong ví dụ 5.6, tiết diện liên hợp chịu mô men uốn dương và trục PNA nằm trong bản bê tông và ở phía dưới mép trên bản bê tông một đoạn 183,8 mm. Như vậy, dầm thép hoàn toàn chịu kéo; nghĩa là $D_{cp} = 0$.

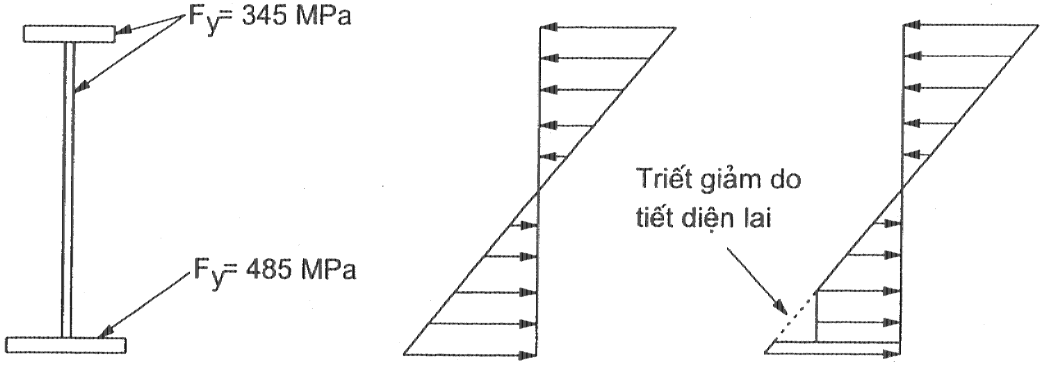
Trong ví dụ 5.7, tiết diện liên hợp chịu mô men uốn âm và trục PNA nằm trong vách và ở dưới mép trên của vách là 394,6 mm. Như vậy, chiều cao chịu nén của vách là:

$$D_{cp} = D - Y = 1050 - 394,6 = 655,4 \text{ (mm)}$$

5.6.2.8. Sự giảm cường độ do tiết diện lai

Tiết diện lai có cường độ thép khác nhau ở các bản biên và/hoặc vách. Nói chung, vật liệu có cường độ cao hơn được dùng cho bản biên chịu kéo mà ở đó sự mất ổn định không cần quan tâm và vật liệu có cường độ nhỏ hơn được dùng cho vách và bản biên chịu nén. Cần chú ý rằng bản biên chịu nén sẽ bị thay thế nhiệm vụ của nó nếu liên hợp với bản bê tông và bê tông đã đông cứng. Vì vậy, một tiết diện lai thông thường gồm có bản biên chịu kéo có cấp thép 485 và cấp 345 cho vách và bản biên chịu nén. Hãy xem xét vị trí mà vách có cấp 345 hàn với biên chịu kéo cấp 485; tại đây biến dạng uốn bằng nhau và mô đun đàn hồi của hai loại vật liệu cũng bằng nhau. Vì vậy, trước khi chảy, ứng suất tại ví trí này là bằng nhau đối với vách và biên kéo. Khi tải trọng tăng lên, vách sẽ chảy trước biên dầm và có ứng suất chảy không đổi trong đoạn chiều cao vách. Tính

chất này được xác định đơn giản bằng cách thực hiện tính toán tương thích biến dạng. Tuy nhiên, tiêu chuẩn AASHTO làm đơn giản việc tính toán này bằng cách yêu cầu rằng cường độ tiết diện lai phải được tính; mặc dù ban đầu bỏ qua ảnh hưởng này, nghĩa là, vẫn dùng các đặc trưng tiết diện đàn hồi và ứng suất chảy của biên dầm. Đường liền nét ở hình 5.57 thể hiện ứng suất "thực" ứng với phần vách bị chảy và đường nét đứt mô tả ứng suất giả định khi bỏ qua chảy. Tính toán này, nếu không có một số điều chỉnh, cần phải xem xét trong sức kháng tiết diện; vì vậy, một hệ số được đưa vào để triết giảm sức kháng. Hệ số này được gọi là hệ số lai.



Hình 5.57. *Biểu đồ ứng suất sau khi vách chảy trong tiết diện lai*

Hệ số lai theo tiêu chuẩn AASHTO. Hệ số lai chỉ được áp dụng cho tiết diện không thuần nhất. Hệ số lai được xác định bởi:

$$R_h = \frac{12 + \beta\left(3\rho - \rho^3\right)}{12 + 2\beta} \qquad (5.36)$$

với:

$$\beta = \frac{2D_w t_w}{A_{fn}} \qquad (5.37)$$

trong đó: ρ - hệ số nhỏ hơn F_{yw}/f_n và 1,0;

A_{fn} - tổng diện tích bản biên và bản táp ở một phía trục trung hòa tương ứng với D_n. Đối với tiết diện liên hợp chịu uốn âm, diện tích cốt thép dọc có thể được đưa vào trong tính toán A_{fn} đối với biên trên;

D_n - khoảng cách lớn hơn từ trục trung hòa đàn hồi của tiết diện đến mặt trong biên dầm mà xảy ra chảy. Đối với tiết diện mà trục trung hòa tại giữa vách, D_n là khoảng cách từ trục trung hòa đến phía trong trục trung hòa mà chảy xuất hiện đầu tiên. Đối với các tiết diện mà chảy xuất hiện đầu tiên trong biên dầm, bản táp hoặc cốt thép dọc về một phía trục trung hòa tương ứng với D_n;

f_n - cường độ lớn nhất của các cường độ chảy của mỗi thành phần được tính trong A_{fn}. Cách khác, f_n là giá trị lớn nhất của các ứng suất đàn hồi

trong bản biên, bản táp, hoặc cốt thép dọc về một phía của trục trung hòa tương ứng với D_n tại điểm chảy đầu tiên ở phía kia trục trung hòa.

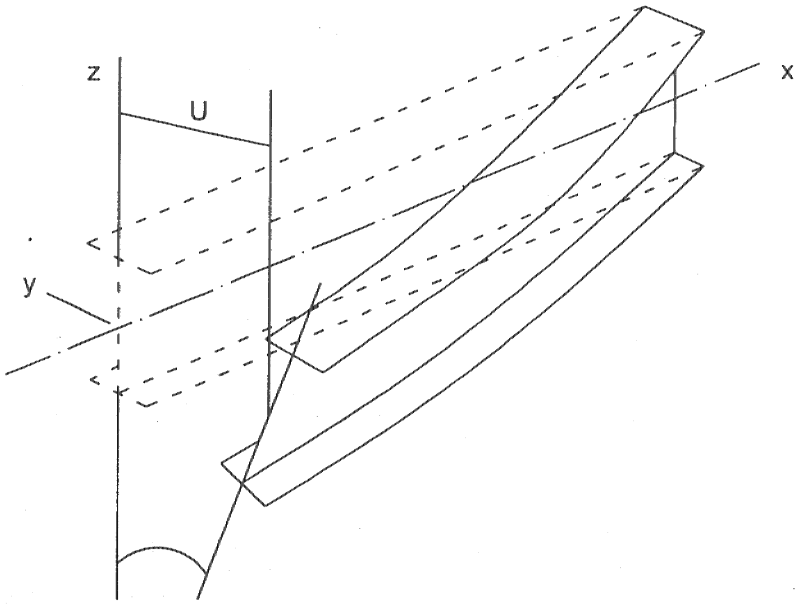
Công thức này được xác định dựa vào giả thiết biến dạng tuyến tính và việc cân bằng lực nén và kéo để tìm trục trung hòa, và cuối cùng, tổng các mô men để tính sức kháng uốn tiết diện không chỉ logic mà còn chính xác. Hình 5.57 có thể được dùng theo cách tương tự để tính toán mô men dẻo.

5.6.3. Ảnh hưởng độ ổn định đến sức kháng uốn

5.6.3.1. Mất ổn định tổng thể và cục bộ

Để có được sức kháng mô men dẻo M_p, cần phải đảm bảo độ ổn định. Nếu mất ổn định tổng thể hoặc cục bộ xảy ra thì M_p không thể đạt tới.

Mất ổn định tổng thể có thể xảy ra nếu biên chịu nén của tiết diện chịu uốn không được đỡ theo phương ngang. Một biên chịu nén không được đỡ ngang làm việc giống như một cột và có xu hướng mất ổn định ra ngoài mặt phẳng giữa các điểm được liên kết ngang. Tuy nhiên, bởi vì biên chịu nén là một bộ phận của tiết diện dầm với vùng chịu kéo giữ cho bản biên đối diện vẫn thẳng nên tiết diện bị xoắn khi nó di chuyển ngang. Sự làm việc này được thể hiện ở hình 5.58 và được hiểu như là mất ổn định xoắn ngang.



***Hình 5.58**. Mất ổn định xoắn ngang*

Mất ổn định cục bộ có thể xảy ra nếu tỷ số chiều rộng-bề dày (độ mảnh) của các phần tử chịu nén quá lớn. Nếu mất ổn định xảy ra trong bản biên chịu nén thì gọi là mất ổn định bản biên. Nếu nó xảy trong phần chịu nén của vách được gọi là mất ổn định vách.

5.6.3.2. Phân loại tiết diện và các bộ phận của tiết diện

Hình dạng tiết diện ngang được phân loại thành tiết diện chắc, không chắc, hoặc mảnh phụ thuộc vào tỷ số chiều rộng-bề dày của các phần tử chịu nén và các yêu cầu của hệ liên kết:

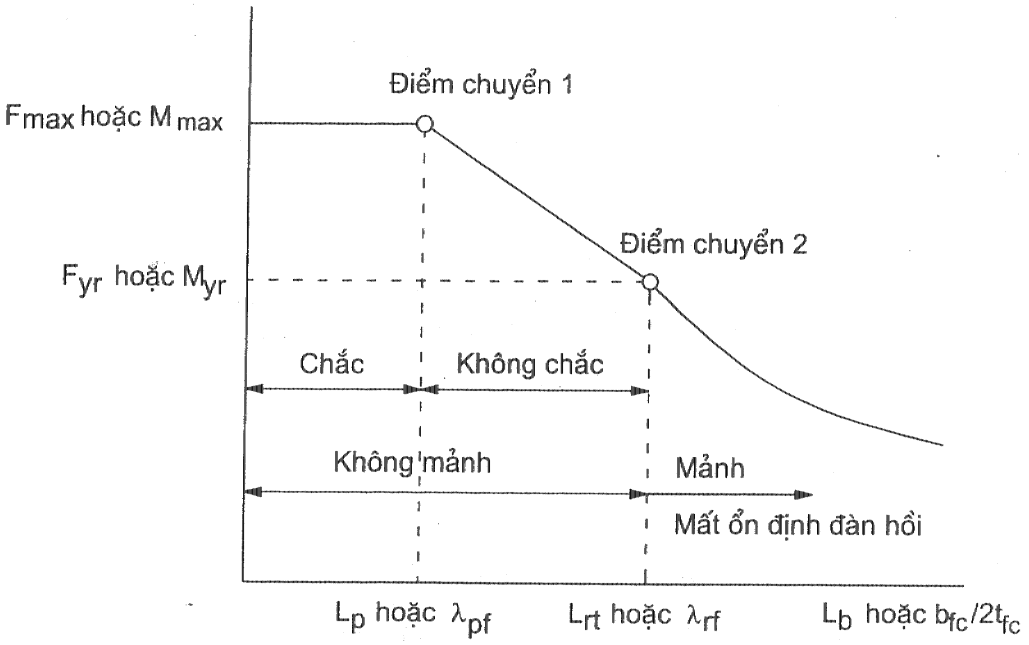
- Tiết diện chắc là tiết diện có thể phát triển mô men dẻo hoàn toàn M_p trước khi mất ổn định xoắn ngang hoặc mất ổn định cục bộ của bản biên hoặc vách xảy ra.
- Tiết diện không chắc là tiết diện có thể phát triển bằng hoặc lớn hơn mô men chảy M_y nhưng nhỏ hơn M_p trước khi mất ổn định cục bộ của bất kỳ phần tử chịu nén nào xảy ra.
- Tiết diện mảnh là tiết diện các phần tử chịu nén quá mảnh gây ra mất ổn định trước khi đạt đến mô men chảy M_y.

Đường cong ứng xử các loại tiết diện này ở hình 5.53 đã mô tả sự làm việc của chúng.

Như đã trình bày từ trước, có một cách phân loại nữa là tiết diện lai hay không lai. Tiết diện lai là tiết diện bao gồm hai cường độ của thép, và còn được gọi là tiết diện không thuần nhất.

5.6.3.3. Tính chất ổn định theo tiêu chuẩn AASHTO

Hình 5.59 mô tả các dạng về sự làm việc chịu nén theo tiêu chuẩn AASHTO. Tỷ số độ mảnh của bản biên, vách, hoặc dầm được biểu diễn dưới dạng tỷ số không thứ nguyên, tức là chiều rộng chia cho chiều dài. Ví dụ, tỷ số này đối với cột là (kl/r), hoặc tỷ số chiều rộng-bề dày $(b_f/2t_f)$, hoặc tỷ số độ mảnh của vách (D/t_w). Liên quan đến độ mảnh, phần tử kết cấu có thể chảy nếu nó chắc hoặc mất ổn định nếu nó rất mảnh.



Hình 5.59. *Sự làm việc phần tử chịu nén phụ thuộc vào độ mảnh*

Dựa vào hình 5.59, trong vùng mà tỷ số độ mảnh λ_p (điểm neo 1), phần tử kết cấu được giả thiết là có thể đạt được ứng suất chảy và được xem là chắc. Trong vùng mà tỷ số độ mảnh λ lớn hơn λ_r (điểm neo 2), phần tử kết cấu được xem là mảnh và mất ổn định đàn hồi sẽ khống chế sức kháng của nó. Trong vùng nằm giữa điểm neo 1 và điểm

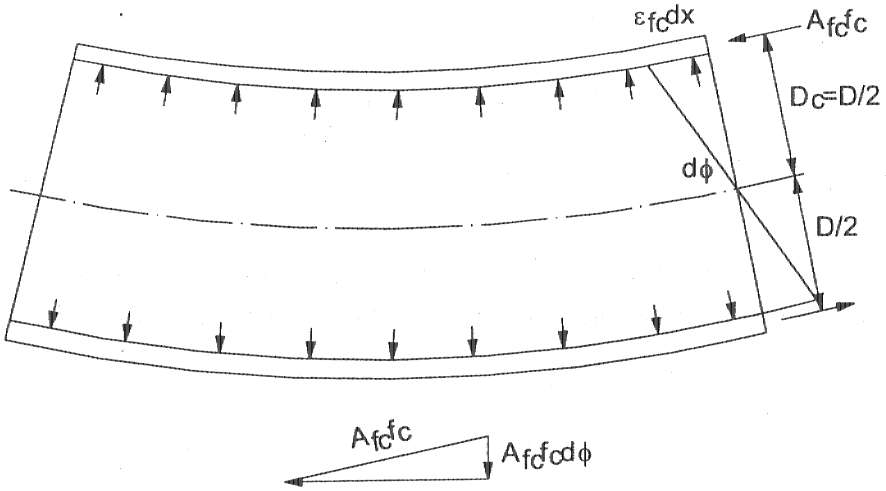
neo 2, nghĩa là $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, phần tử kết cấu làm việc quá đàn hồi và tính chất này được mô phỏng bằng một đường tuyến tính giữa hai điểm trên. Tiêu chuẩn AASHTO LRFD cho phép dùng mô hình này cho hầu hết sự làm việc chịu nén của thép.

5.6.3.4. Mất ổn định cục bộ của vách

Ngoài chịu lực cắt, vách có nhiệm vụ đỡ biên dầm đủ xa để tăng khả năng chịu uốn một cách hiệu quả. Khi tiết diện chữ I chịu uốn, hai cơ cấu phá hoại hoặc hai trạng thái giới hạn có thể xảy ra trong vách. Vách có thể mất ổn định cục bộ như một cột thẳng đứng chịu lực nén hoặc vách có thể mất ổn định cục bộ như một tấm do ứng suất trong mặt phẳng nằm ngang. Cơ cấu phá hoại do cắt được xem xét riêng biệt và sẽ bàn đến trong phần tới.

5.6.3.4.1. Mất ổn định thẳng đứng của vách

Khi tiết diện chữ I chịu uốn, độ cong sinh ra ứng suất nén giữa biên dầm và vách. Các ứng suất nén này do thành phần thẳng đứng của lực trong bản biên như được thể hiện trong tiết diện chữ I đối xứng hai phương ở hình 5.60. Để phát triển mô men chảy tiết diện, yêu cầu rằng bản biên chịu nén đạt tới ứng suất chảy F_{yc} trước khi vách mất ổn định. Nếu vách quá mảnh thì nó làm việc như một cột, gây ra cho bản biên mất đi sự chống đỡ ngang, và mất ổn định thẳng đứng về phía vách trước khi đạt tới mô men chảy.



Hình 5.60. *Vách chịu nén do độ cong*

Việc mất ổn định bản biên về phía vách có thể được thể hiện bằng xem xét một phần tử vách có chiều dài dx dọc theo trục dầm ở hình 5.61. Nó chịu ứng suất nén dọc trục f_{wc} chính là thành phần thẳng đứng của lực trong bản biên chịu nén $P_c = A_{fc} f_c$. Từ hình 5.60, thành phần thẳng đứng là $P_c d\phi$. Đối với tiết diện I đối xứng hai phương, ta có:

$$d\phi = \frac{2\varepsilon_{fc}}{D} dx \qquad (5.38)$$

trong đó: ε_{fc} - biến dạng trong bản biên chịu nén;

D - chiều cao vách.

Ứng suất nén dọc trục trong vách sẽ là:

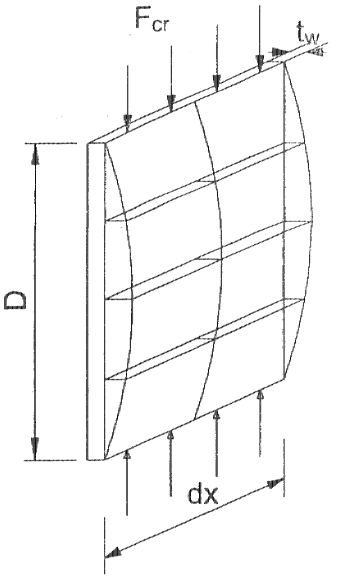
$$f_{wc} = \frac{P_c d\phi}{t_w dx} = \frac{2A_{fc} f_c \varepsilon_{fc}}{Dt_w} \qquad (5.39)$$

trong đó: A_{fc} - diện tích bản biên chịu nén;

f_c - ứng suất trong bản biên chịu nén.

Với diện tích vách $A_w = Dt_w$, công thức (5.38) có thể được viết lại:

$$f_{wc} = \frac{2A_{fc}}{A_w} f_c \varepsilon_{fc} \qquad (5.40)$$



Hình 5.61. *Mất ổn định thẳng đứng của vách*

Như vậy, ứng suất nén thẳng đứng trong vách tỷ lệ với tỷ số diện tích bản biên và diện tích vách của tiết diện, với ứng suất nén trong bản biên, và với biến dạng nén bản biên. Biến dạng ε_{fc} không đơn giản bằng f_c/E mà phải bao gồm cả ảnh hưởng của ứng suất dư f_r trong bản biên, nghĩa là:

$$\varepsilon_{fc} = \frac{f_c + f_r}{E} \qquad (5.41)$$

Khi đó công thức (5.39) trở thành:

$$f_{wc} = \frac{2A_{fc}}{EA_w} f_c \left(f_c + f_r\right) \qquad (5.42)$$

và quan hệ giữa ứng suất nén trong vách và ứng suất nén trong bản biên đã được xác định.

Bằng cách giả thiết rằng phần tử ở hình 5.61 là phần tử tấm được đỡ đơn giản dọc theo mép trên và mép dưới của tấm, tải trọng mất ổn định đàn hồi cực hạn hoặc tải trọng Euler là:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{D^2} \qquad (5.43)$$

trong đó mô men quán tính của phần tử tấm có chiều dài dx là:

$$I = \frac{t_w^3 dx}{12\left(1-\mu^2\right)} \qquad (5.44)$$

với μ là tỷ số Poisson xét đến ảnh hưởng độ cứng theo hai phương của tấm vách. Ứng suất mất ổn định cực hạn F_{cr} tìm được bằng cách chia hai vế công thức (5.42) cho diện tích phần tử $t_w dx$, ta có:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E t_w^3 dx}{12\left(1-\mu^2\right) D^2 t_w dx} = \frac{\pi^2 E}{12\left(1-\mu^2\right)} \left(\frac{t_w}{D}\right)^2 \qquad (5.45)$$

Để ngăn cản sự mất ổn định thẳng đứng của vách, ứng suất trong vách phải nhỏ hơn ứng suất mất ổn định cực hạn, nghĩa là:

$$f_{wc} < F_{cr} \tag{5.46}$$

Thay các công thức (5.42) và (5.45) và công thức (5.46), ta được:

$$\frac{2A_{fc}}{EA_w} f_c \left(f_c + f_r\right) < \frac{\pi^2 E}{12\left(1-\mu^2\right)} \left(\frac{t_w}{D}\right)^2 \tag{5.47}$$

và từ công thức này, ta tính được tỷ số độ mảnh D/t_w :

$$\left(\frac{D}{t_w}\right)^2 < \frac{A_w}{A_{fc}} \frac{\pi^2 E}{24\left(1-\mu^2\right)} \frac{1}{f_c\left(f_c + f_r\right)} \tag{5.48}$$

Để đạt đến mô men chảy M_y trong tiết diện I đối xứng, yêu cầu ứng suất nén trong bản biên f_c đạt tới ứng suất chảy F_{yc} trước khi vách mất ổn định thẳng đứng. Giả thiết giá trị nhỏ nhất 0.5 cho A_w/A_{fc} và giá trị lớn nhất $0.5F_{yc}$ đối với f_r, khi đó giới hạn trên của tỷ số độ mảnh vách có thể được tính từ công thức (5.48):

$$\frac{D}{t_w} < \sqrt{\frac{0,5\pi^2 E}{24\left(1-0,3^2\right)} \frac{1}{F_{yc}^2 1,5}} = 0,388\frac{E}{F_{yc}} \tag{5.49}$$

trong đó tỷ số Poisson đối với thép được lấy bằng 0,3. Công thức (5.49) có thể không chắc chắn bởi vì giả thiết A_w/A_{fc} và f_r nhưng có ích trong việc xác định gần đúng độ mảnh của vách để tránh mất ổn định thẳng đứng của bản biên về phía vách. Ví dụ, nếu $E = 200$ GPa và $F_{yc} = 250$ MPa thì công thức (5.48) yêu cầu D/t_w nhỏ hơn 310. Đối với $F_{yc} = 345$ MPa, D/t_w nhỏ hơn 225, và đối với $F_{yc} = 485$ MPa thì D/t_w nhỏ hơn 160. Thông thường, thép cấp 485 dùng cho biên chịu kéo. Hơn nữa, các dạng phá hoại và các yêu cầu về bốc xếp làm hạn chế độ mảnh của vách nhỏ hơn 150; vì vậy mất ổn định thẳng đứng không phải là trường hợp khống chế.

Tiêu chuẩn về mất ổn định vách thẳng đứng. Mất ổn định thẳng đứng không được chỉ ra trực tiếp trong Tiêu chuẩn AASHTO LRFD. Các giới hạn tổng quát đối với độ mảnh vách được lấy:

- Khi có sườn tăng cường ngang:

$$\frac{D}{t_w} \le 150 \tag{5.50}$$

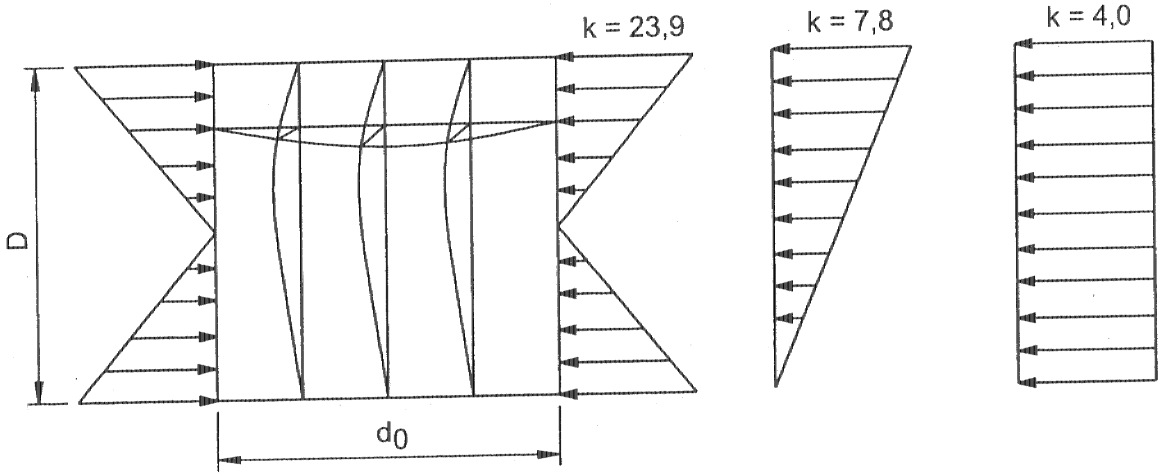
- Khi có sườn tăng cường dọc:

$$\frac{D}{t_w} \le 300 \tag{5.51}$$

Áp dụng điều này đối với F_{yc} nhỏ hơn 586 MPa. Các nghiên cứu đều chỉ rõ rằng ảnh hưởng của việc mất ổn định thẳng đứng vách đến sức kháng tổng thể là nhỏ.

5.6.3.4.2. Sự làm việc mất ổn định vách do uốn

Bởi vì mô men uốn gây ra ứng suất nén trên một phần vách nên mất ổn định ngoài mặt phẳng vách có thể xảy ra như được thể hiện ở hình 5.62. Ứng suất mất ổn định đàn hồi cực hạn được cho bởi công thức (5.45), nghĩa là:



***Hình 5.62.** Mất ổn định của vách do uốn*

$$F_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12\left(1-\mu^2\right)}\left(\frac{t_w}{D}\right)^2 \tag{5.52}$$

với k là hệ số mất ổn định phụ thuộc vào điều kiện biên của bốn cạnh, tỷ số hình dạng của tấm d_0/D, sự phân bố ứng suất trong mặt phẳng vách. Đối với tấm có bốn cạnh được gối đơn giản và tỷ số d_0/D lớn hơn 1, Timoshenko và Gere đã đưa ra các giá trị của k với sự phân bố ứng suất khác nhau như hình 5.62.

Khi lấy tỷ số Poisson $\mu = 0.3$, công thức (5.51) trở thành:

$$F_{cr} = \frac{0.9kE}{\left(D/t_w\right)^2} \tag{5.53}$$

trong đó:

$$k = \frac{\pi^2}{\left(D_c/D\right)^2} \approx \frac{9}{\left(D_c/D\right)^2} \tag{5.54}$$

Từ công thức (5.52), ta được:

$$\left(\frac{D}{t_w}\right)^2 = \frac{k\pi^2}{12\left(1-\mu^2\right)}\frac{E}{F_{cr}} \tag{5.55}$$

Đối với tiết diện chữ I, để đạt mô men chảy trước khi vách mất ổn định, ứng suất mất ổn định cực hạn F_{cr} phải lớn hơn F_{yc}. Vì vậy, lấy $\mu = 0{,}3$, yêu cầu về độ mảnh vách để đạt được mô men chảy là:

$$\frac{D}{t_w} = \sqrt{\frac{0.904kE}{F_{yc}}} = 0,95\sqrt{k}\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad (5.56)$$

Đối với trường hợp chịu uốn thuần túy ở hình 5.61, $k = 23.9$, khi đó:

$$\frac{D}{t_w} = 0.95\sqrt{23.9}\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 4.64\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad (5.57)$$

So sánh với các thực nghiệm cho thấy rằng công thức (5.57) là quá an toàn bởi vì bỏ qua sức kháng của vách sau khi mất ổn định.

Tiêu chuẩn về mất ổn định vách do uốn. Tiêu chuẩn AASHTO LRFD 2005 đưa ra các biểu thức hơi khác để xác định tỷ số độ mảnh của vách trong đó có phân biên mất ổn định đàn hồi và quá đàn hồi. Để tổng quát vế trái công thức (5.56) cho tiết diện chữ I không đối xứng, chiều cao vách chịu nén D_c được thay thế bằng $D/2$ cho tiết diện I đối xứng, khi đó:

$$\frac{D}{t_w} = \frac{2D_c}{t_w} \qquad (5.58)$$

Vế phải công thức (5.56) đối với tiết diện chữ I không đối xứng có thể được biến đổi đối với trường hợp ứng suất trong biên chịu nén f_c nhỏ hơn ứng suất chảy F_{yc}. Hơn nữa, để tính gần đúng sức kháng sau mất ổn định và ảnh hưởng của sườn tăng cường dọc, giá trị k được lấy bằng 50 và 150 đối với vách không có và có sườn tăng cường dọc. Các biểu thức của AASHTO năm 2004 và năm 2005 là:

Khi vách không có sườn tăng cường dọc:

$$\frac{2D_c}{t_w} \le 6,77\sqrt{\frac{E}{f_c}} \qquad (5.59\text{-}2004)$$

$$\frac{2D_c}{t_w} \le 150 \qquad (5.59\text{-}2005)$$

Khi vách có sườn tăng cường dọc:

$$\frac{2D_c}{t_w} \le 11,63\sqrt{\frac{E}{f_c}} \qquad (560\text{-}2004)$$

$$\frac{2D_c}{t_w} \le 300 \qquad (5.61\text{-}2005)$$

Yêu cầu tiết diện chắc đối với vách. Để tránh vách mất ổn định trước khi tiết diện chảy hoàn toàn, hệ số k được lấy bằng 16. Bởi vì yêu cầu về độ mảnh là đối với mô men dẻo nên chiều cao của vách chịu nén D_{cp} dựa vào trục trung hòa dẻo thay thế cho D_c trong công thức (5.58). Thay vào công thức (5.56), yêu cầu độ mảnh của vách đối với tiết diện chắc trở thành:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \le 3,76\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad (5.61)$$

Đối với tiết diện chắc chịu uốn âm, yêu cầu độ mảnh của vách là:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \le 5,7\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad (5.62)$$

Trong ví dụ 5.6, vì tiết diện liên hợp chịu mô men uốn dương và trục PNA nằm trong bản bê tông nên dầm thép hoàn toàn chịu kéo; nghĩa là $D_{cp} = 0$. Do vậy, độ mảnh của vách thỏa mãn yêu cầu về tiết diện chắc. Hơn nữa, trong ví dụ 5.7 tiết diện liên hợp chịu mô men uốn âm và trục PNA nằm trong vách và chiều cao chịu nén của vách là $D_{cp} = 655,4$ mm. Ta kiểm tra điều kiện theo công thức (5.62):

$\frac{2D_{cp}}{t_w} = \frac{2\times 655,4}{16} = 81,9 < 5,7\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 5,7\times\sqrt{\frac{200000}{345}} = 137$. Như vậy, tiết diện dầm ở ví dụ 5.7 là tiết diện chắc.

5.6.3.4.3. Sự truyền tải trọng khi vách mất ổn định

Khi tiết diện chữ I không chắc, sức kháng uốn danh định dựa vào ứng suất uốn danh định F_n được cho bởi:

$$F_n = R_b R_h F_{yf} \qquad (5.63)$$

trong đó: R_b - hệ số truyền tải trọng;

R_h - hệ số lai. Khi vách và biên dầm có cùng cường độ chảy $R_h = 1,0$. Dầm lai là dầm có cường độ chảy của vách thấp hơn so với biên dầm;

F_{yf} - cường độ chảy của bản biên.

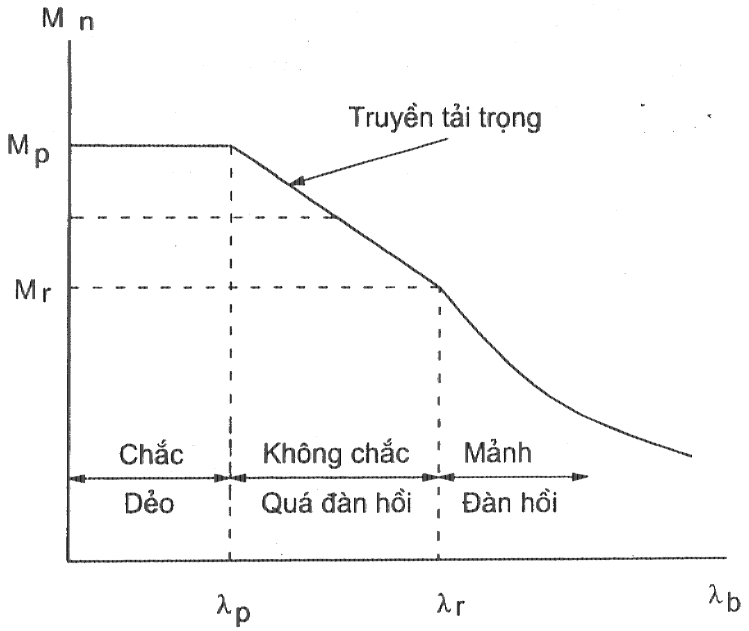
Sự truyền tải trọng xảy ra khi vách mất ổn định trước khi bản biên chịu nén đạt đến chảy. Một phần vách truyền tải trọng của nó lên bản biên làm cho sức kháng giảm đi mà khi tính toán đặc trưng tiết diện không xét đến ảnh hưởng này. Vì vậy, tính chất đàn hồi được dùng với cường độ chảy, nhưng việc tính toán sẽ được thay đổi cho việc giảm sức kháng bằng một hệ số truyền tải trọng để giải thích cho việc mất ổn định này của vách.

Hệ số truyền tải trọng R_b tạo ra một sự chuyển tiếp đối với tiết diện quá đàn hồi với độ mảnh vách nằm giữa λ_p và λ_r (xem hình 5.63). Từ các nghiên cứu tính toán và thực nghiệm của Basler và Thurlimann, sự chuyển tiếp được cho bởi:

$$\frac{M_u}{M_y} = 1 - C(\lambda - \lambda_0) \qquad (5.64)$$

trong đó: C - độ dốc của đường nằm giữa λ_p và λ_r;

λ_0 g iá trị của λ khi $M_u/M_y = 1$.



Hình 5.63. *Sức kháng uốn tiết diện I với độ mảnh vách*

Hằng số C được biểu diễn như sau:

$$C = \frac{A_w/A_f}{1200 + 300\,A_w/A_f} \tag{5.65}$$

Tiêu chuẩn về truyền tải trọng khi vách mất ổn định. Tiêu chuẩn AASHTO LRFD 2005 cũng dùng công thức có dạng như đối với (5.64) và (5.65) đối với R_b, nghĩa là:

$$R_b = 1 - \left(\frac{a_{wc}}{1200 + 300a_{wc}}\right)\left(\frac{2D_c}{t_w} - r_{rw}\right) \le 1{,}0 \tag{5.66}$$

trong đó:

$$a_{wc} = \frac{2D_c t_w}{t_{fc} b_{fc}} \tag{5.67}$$

và:

$$r_{rw} = 5{,}7\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{5.68}$$

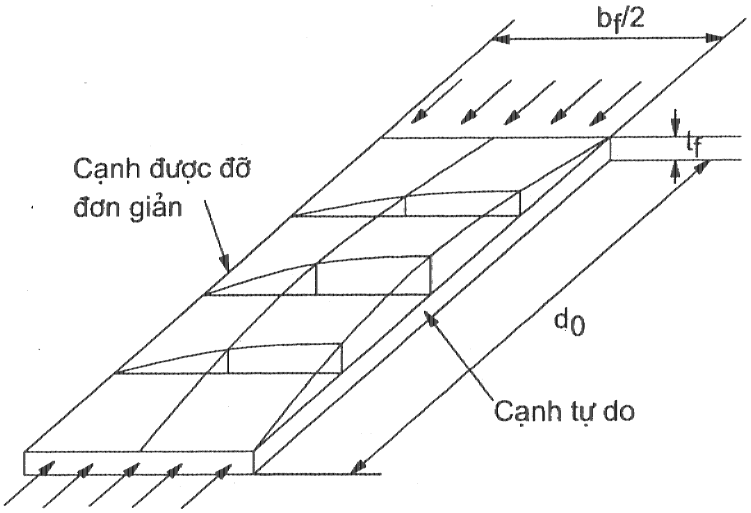
Nếu vách có $D/t_w \le r_{rw}$ thì sự truyền tải trọng của vách được giả thiết không xảy ra và $R_b = 1{,}0$.

5.6.3.4.4. Mất ổn định cục bộ của bản biên chịu nén

Bởi vì cường độ sau mất ổn định do khả năng biến dạng tăng của vách nên tiết diện I không bị phá hỏng do uốn khi tải trọng mất ổn định vách đạt đến. Tuy nhiên, nó bị phá hỏng khi một trong các cạnh khoang vách bị hỏng. Nếu một trong các bản biên hoặc sườn tăng ngang bị hỏng thì chuyển vị của vách không bị ngăn cản, vách sẽ không còn kháng lại mô men uốn do vách chịu, và tiết diện bị phá hỏng.

Trong tiết diện chữ I đối xứng kép chịu uốn, bản biên chịu nén bị phá hỏng đầu tiên khi mất ổn định cục bộ hoặc tổng thể. Vì vậy, liên kết dọc và tỷ lệ của bản biên chịu nén có tầm quan trọng trong việc xác định sức kháng uốn của tiết diện chữ I. Để tính toán cường độ mất ổn định của biên chịu nén, nó được xem như một cột riêng lẻ.

Hãy xem xét liên kết giữa bản biên và vách: một nửa bản biên chịu nén có thể được mô hình như một tấm chịu nén đều với một cạnh tự do và cạnh kia được đỡ đơn giản (xem hình 5.64).



Hình 5.64. *Mô hình một nửa bản biên chịu nén*

Thông thường, tấm dài hơn chiều rộng, và điều kiện biên ở cạnh chịu tải trọng không quan trọng và hệ số mất ổn định $k = 0,425$ đối với nén đều (Maquoi, 1992).

Để tiết diện chữ I phát triển mô men dẻo M_p, ứng suất mất ổn định cực hạn F_{cr} phải lớn hơn ứng suất chảy F_{yc} của bản biên chịu nén. Theo cách làm tương tự để hình thành công thức (5.48), giới hạn độ mảnh biên chịu nén là:

$$\frac{b_f}{2t_f} \le 0,95\sqrt{\frac{Ek}{F_{yc}}} \tag{5.69}$$

Đối với tấm hoàn hảo lý tưởng, $k = 0,425$ và giới hạn độ mảnh có thể được viết:

$$\frac{b_f}{2t_f} \le 0,62\beta\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{5.70}$$

với β là hệ số xét đến sự không hoàn hảo hình học và ứng suất dư trong bản biên chịu nén.

Nếu bản biên chịu nén quá mảnh, mất ổn định cục bộ đàn hồi xảy ra trước khi chảy. Để đảm bảo rằng sự làm việc quá đàn hồi xảy ra trong bản biên, tiêu chuẩn AASHTO LRFD 2005 yêu cầu:

$$\frac{b_f}{2t_f} \le 1,38\sqrt{\frac{E}{f_c\sqrt{2D_c/t_w}}} \tag{5.71}$$

trong đó f_c là ứng suất trong biên chịu nén do tải trọng có hệ số. Công thức (5.71) phụ thuộc vào tỷ số độ mảnh của vách $2D_c/t_w$ bởi vì nó có thể thay đổi khi vách không có hoặc có sườn tăng cường dọc như công thức (5.59) và (5.60) đối với các tiết diện không chắc.

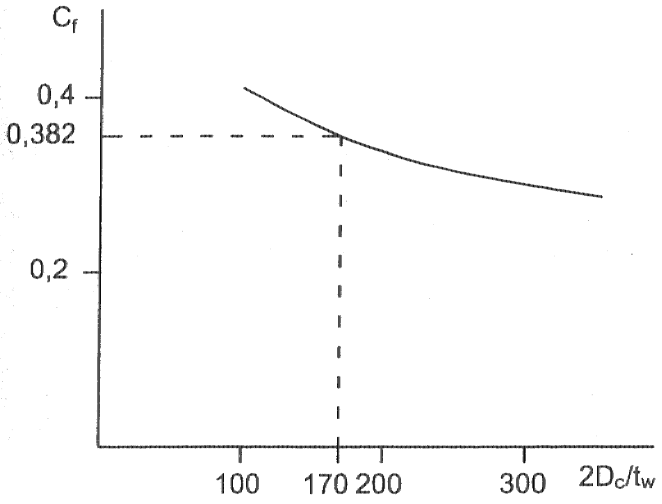
Khi độ mảnh vách tăng lên, cạnh được đỡ đơn giản trong hình 5.64 mất một số liên kết đứng và ngang. Ảnh hưởng của độ mảnh vách đến mất ổn định của bản biên chịu nén có thể được thể hiện bằng cách viết lại công thức (5.71):

$$\frac{b_f}{2t_f} \le C_f \sqrt{\frac{E}{f_c}} \tag{5.72}$$

trong đó

$$C_f = \frac{1,38}{\sqrt[4]{2D_c/t_w}} \tag{5.73}$$

với C_f là hệ số độ mảnh bản biên chịu nén thay đổi theo $2D_c/t_w$ như thể hiện ở hình 5.65. Giá trị C_f được so sánh với hằng số trong công thức (5.71) đối với tiết diện chắc. Thấy rằng, nếu $2D_c/t_w = 170$ thì chúng như nhau. Khi $2D_c/t_w > 170$, giới hạn trên của $b_f/2t_f$ giảm cho đến $2D_c/t_w = 300$, và



Hình 5.65. *Hệ số độ mảnh của bản biên chịu nén như một hàm của độ mảnh vách*

$$\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)_{300} = 0,332\sqrt{\frac{E}{f_c}} \tag{5.74}$$

Tiêu chuẩn về mất ổn định cục bộ bản biên chịu nén. Tiêu chuẩn AASHTO LRFD 2005 lấy $\beta \approx 0,61$ và độ mảnh bản biên chịu nén của tiết diện chắc yêu cầu:

$$\lambda_p = \frac{b_f}{2t_f} \le \lambda_{pf} = 0,38\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{5.75}$$

Nếu tiết diện thép chữ I liên hợp với bản bê tông trong vùng chịu mô men dương thì bản biên chịu nén được đỡ hoàn toàn theo suốt chiều dài dầm và độ mảnh yêu cầu không cần áp dụng.

Dựa vào hình 5.59 và biểu đồ tương tự thể hiện ba tính chất dẻo, quá đàn hồi và đàn hồi, tham số độ mảnh λ đối với bản biên chịu nén là:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} \tag{5.76}$$

và các giá trị của các điểm chuyển tiếp là:

$$\lambda_{pf} = 0,38\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{5.77}$$

và

$$\lambda_{rf} = 0,56\sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \tag{5.78}$$

$$F_{yr} = \min\left\{0,7F_{yc}, F_{yw}\right\} \geq 0,5F_{yc}$$

Nếu $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$ thì bản biên chịu nén là chắc và:

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \tag{5.79}$$

và sức kháng mô men dẻo M_p dựa vào F_{yc} và các đặc trưng tiết diện chắc. Nếu $\lambda \geq \lambda_{pf}$ thì bản biên chịu nén không chắc và hai điểm chuyển tiếp được sử dụng để xác định sức kháng bản biên chịu nén:

$$F_{nc} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}}\right)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] R_b R_h F_{yc} \tag{5.80}$$

Chú ý rằng tiêu chuẩn AASHTO LRFD 2005 đơn giản các công thức này có tính đến $f_c = F_{yc}$ để tránh sự tương tác giữa tải trọng và sức kháng. Ngoài ra, AASHTO LRFD 2005 còn quy định giới hạn kích thước bản biên là:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12 \tag{5.81}$$

và

$$b_f \geq \frac{D}{6}, \quad t_f \geq 1,1t_w \tag{5.82}$$

5.6.3.5. Tính chất mất ổn định xoắn ngang (mất ổn định tổng thể)

Các phần trước đã trình bày độ mảnh của vách và của bản biên chịu nén liên quan đến mất ổn định cục bộ của vùng chịu nén trong tiết diện chữ I chịu uốn. Vấn đề về mất ổn định tổng thể của vùng chịu nén như một cột giữa các điểm liên kết dọc phải được đề cập đến. Như đã được diễn tả bằng trạng thái giới hạn ổn định và được mô tả ở hình 5.58, biên chịu nén không được liên kết dịch chuyển ngang và xoắn theo hình thức được biết như là mất ổn định xoắn ngang.

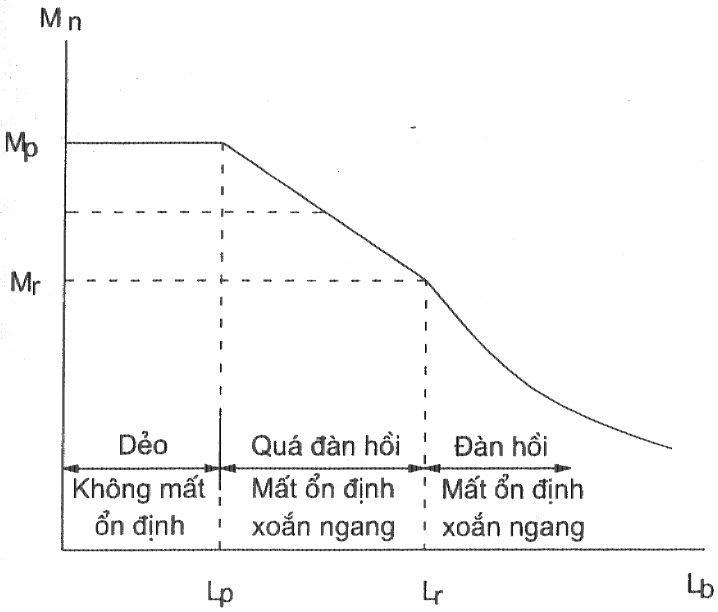
Nếu bản biên chịu nén được liên kết dọc với các khoảng vừa đủ (nhỏ hơn L_p) thì bản biên chịu nén có thể chảy trước khi mất ổn định và mô men dẻo M_p có thể đạt tới nếu các yêu cầu về tính chắc của các bộ phận khác cũng được thỏa mãn. Nếu khoảng cách giữa các điểm liên kết dọc lớn hơn giới hạn mất ổn định quá đàn hồi L_r thì bản biên chịu nén mất ổn định đàn hồi với sức kháng uốn giảm đi. Tính chất này một lần nữa được thể hiện giống như quan hệ giữa sức kháng và độ mảnh ở hình 5.59 với tham số độ mảnh được cho bởi:

$$\lambda = \frac{L_b}{r_t} \tag{5.83}$$

trong đó: L_b - khoảng cách giữa các điểm được liên kết dọc;

r_t - bán kính quán tính nhỏ nhất của bản biên chịu nén cộng với một phần ba vách chịu nén được lấy đối với trục thẳng đứng của mặt phẳng vách.

Bởi vì chiều dài không liên kết L_b có tầm quan trọng hàng đầu trong thiết kế tiết diện chữ I chịu uốn nên nó được lấy như là một tham số độc lập hơn là tỷ số độ mảnh L_b/r_t trong việc xác định mô men kháng. Vì vậy, hình 5.59 được vẽ lại bằng hình 5.66 với L_b thay cho λ. Ba tính chất vẫn là dẻo (không mất ổn định), mất ổn định xoắn ngang quá đàn hồi, và mất ổn định xoắn ngang đàn hồi.



Hình 5.66. *Sức kháng uốn tiết diện chữ I với chiều dài không liên kết dọc của biên chịu nén*

Trong hình 5.66 khi L_b nhỏ hơn L_p, bản biên chịu nén được xem như được đỡ ngang và sức kháng mô men M_n là không đổi. Giá trị M_n phụ thuộc vào loại tiết diện ngang. Nếu tiết diện là chắc thì giá trị của M_n là M_p. Nếu tiết diện không chắc hoặc mảnh thì giá trị của M_n nhỏ hơn M_p. Đường nét đứt nằm ngang ở hình 5.66 biểu thị giá trị trị M_n đối với tiết diện không chắc.

Đối với $L_b > L_r$, bản biên chịu nén bị phá hỏng bởi mất ổn định xoắn ngang đàn hồi. Dạng phá hoại này đã được Timoshenko và Gere (1969) đưa ra lời giải, trong đó sức kháng mô men bằng căn bậc hai của tổng các bình phương của mất ổn định xoắn (xoắn thuần túy St. Venant) và mất ổn định ngang (xoắn oằn), nghĩa là:

$$M_n^2 = M_{n,v}^2 + M_{n,w}^2 \tag{5.84}$$

trong đó: $M_{n,v}$ - sức kháng xoắn St. Venant;

$M_{n,w}$ - sức kháng xoắn oằn.

Đối với trường hợp mô men không đổi giữa các điểm được liên kết dọc, Gaylord đưa ra các công thức sau:

$$M_{n,v}^2 = \frac{\pi^2}{L_b^2} EI_y GJ \tag{5.85}$$

$$M_{n,w}^2 = \frac{\pi^4}{L_b^4} EI_y EC_w \tag{5.86}$$

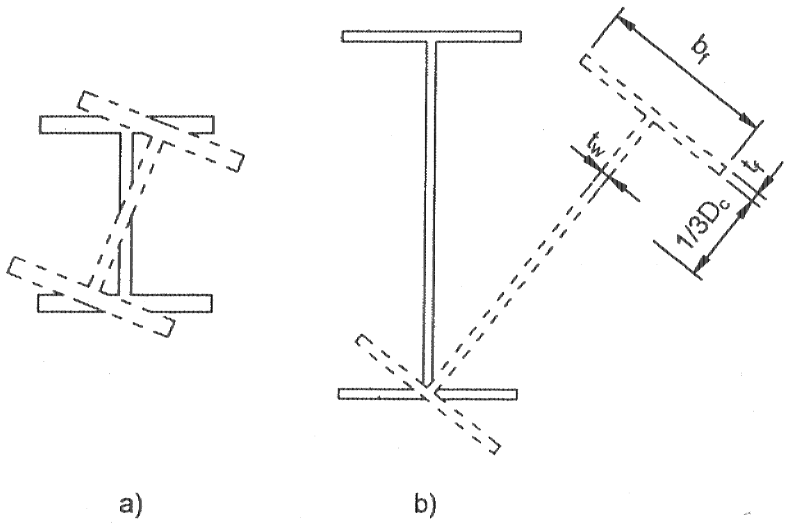
trong đó : I_y - mô men quán tính của tiết diện thép đối với trục thẳng đứng trong mặt mặt phẳng vách;

G - mô đun đàn hồi cắt;

J - hằng số độ cứng xoắn St. Venant;

C_w - hằng số oằn.

Khi tiết diện chữ I ngắn và chắc (xem hình 5.67a), sức kháng xoắn thuần túy (xoắn St. Veant) khống chế; còn khi tiết diện cao và mảnh (xem hình 5.67b) thì sức kháng xoắn oằn sẽ khống chế.



a) b)

Hình 5.67. a) Xoắn thuần túy St. Venant; b) Xoắn oằn mất ổn định xoắn ngang

Thay các công thức (5.84) và (5.85) vào công thức (5.83) và cùng với tính gần đúng của I_y và C_w (xem dưới đây), ta được:

$$M_n = \frac{\pi E C_b}{L_b}\sqrt{(2I_{yc})(0,385)J + \frac{\pi^2}{L_b^2}(2I_{yc})\frac{d^2}{2}(I_{yc})}$$

$$= \pi E C_b \frac{I_{yc}}{L_b}\sqrt{0,77\left(\frac{J}{I_{yc}}\right) + \pi^2\left(\frac{d}{L_b}\right)^2} \le M_y \qquad (5.87)$$

Đối với L_b nằm giữa L_p và L_r, bản biên chịu nén bị phá hỏng bởi mất ổn định xoắn ngang quá đàn hồi. Bởi vì tính phức tạp của nó nên tính chất quá đàn hồi thường được tính gần đúng từ các kết quả thực nghiệm. Một đường thẳng xác định sức kháng mất ổn định xoắn ngang quá thường được sử dụng giữa các giá trị của L_p và L_r.

Trường mô men uốn nằm trong vùng không được liên kết dọc có ảnh hưởng đến mất ổn định xoắn ngang. Vùng có mô men uốn không đổi là bất lợi nhất và là cơ sở đối với công thức mất ổn định đàn hồi. Trường mô men thay đổi theo không gian (có mặt của lực cắt) ít bất lợi và vùng mà thay đổi giữa mô men dương và âm (có chứa điểm uốn) bất lợi hơn. Hệ số điều chỉnh mô men C_b là hệ số xét đến trường mô men thay đổi. Hệ số này sẽ đề cập đến sau.

Cuối cùng, yêu cầu công thức mất ổn định đàn hồi là tính cân xứng tiết diện:

$$0,1 \le \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \le 1,0 \qquad (5.88)$$

trong đó: I_{yc} - mô men quán tính của bản biên chịu nén tiết diện thép đối với trục thẳng đứng của mặt phẳng vách;

I_{yt} - mô men quán tính của bản biên chịu kéo tiết diện thép đối với trục thẳng đứng của mặt phẳng vách.

Nếu tính cân xứng của các phần tử không nằm trong các giới hạn này, các công thức dùng cho mất ổn định xoắn ngang dùng trong tiêu chuẩn AASHTO LRFD 2005 không có giá trị.

Nếu chiều dài không liên kết dọc lớn hơn L_r, nghĩa là:

$$L_b > L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad (5.89)$$

thì tiết diện ngang làm việc đàn hồi và mô men kháng danh định nhỏ hơn hoặc bằng M_y.

Nếu vách tương đối chắc, hoặc nếu có bố trí sườn tăng cường dọc thì mất ổn định uốn của vách không thể xảy ra và cả hai sức kháng xoắn thuần túy và xoắn oằn trong công thức (5.84) có thể được kể đến khi xác định M_n. Công thức (5.87) có thể được đơn giản hóa nếu giả thiết rằng tiết diện chữ I là đối xứng kép và mô men quán tính của tiết diện thép đối với trục yếu I_y, bỏ qua sự tham gia của vách, là:

$$I_y \approx I_{yc} + I_{yt} = 2I_{yc} \tag{5.90}$$

Cũng vậy, mô đun đàn hồi cắt G có thể được viết theo tỷ số Poisson $\mu = 0,3$ là

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} = \frac{E}{2(1+0.3)} = 0,385E \tag{5.91}$$

và hằng số xoắn oằn C_w đối với tiết diện I không kể vách, theo Kitipornchai và Trahair, là:

$$C_w \approx I_{yc}\left(\frac{d}{2}\right)^2 + I_{yt}\left(\frac{d}{2}\right)^2 = \frac{d^2}{2} I_{yc} \tag{5.92}$$

với d là chiều cao tiết diện thép. Thay thế các công thức (5.90) đến (5.92) vào công thức (5.87), ta có:

$$M_n = \frac{\pi E C_b}{L_b}\sqrt{(2I_{yc})(0,385)J + \frac{\pi^2}{L_b^2}(2I_{yc})\frac{d^2}{2}(I_{yc})}$$

$$= \pi E C_b \frac{I_{yc}}{L_b}\sqrt{0,77\left(\frac{J}{I_{yc}}\right) + \pi^2\left(\frac{d}{L_b}\right)^2} \le M_y \tag{5.93}$$

được áp dụng nếu:

$$\frac{2D_c}{t_w} \le 5,7\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{5.94}$$

và

$$L_b > L_r = 1,0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{5.95}$$

Mặc dù công thức (5.93) viết cho tiết diện I đối xứng kép ($I_{yc}/I_{yt} = 1.0$) nhưng nó có thể được dùng cho tiết diện I đối xứng một phương và phải thỏa mãn công thức (5.94).

Đối với tiết diện I gồm những phần tử chữ nhật hẹp, hằng số độ cứng xoắn St. Venant J được tính gần đúng bởi:

$$J = \frac{Dt_w^3}{3} + \sum \frac{b_f t_f^3}{3} \tag{5.96}$$

Để có được công thức (5.93), hệ số lai R_h được lấy bằng 1,0, nghĩa là bản biên và vách dầm có cùng cường độ chảy.

Đối với các tiết diện I có vách mảnh hơn giới hạn ở công thức (5.94) hoặc không có sườn tăng cường dọc, tiết diện có thể bị vặn và độ cứng xoắn St. Venant có thể bỏ qua. Lấy $J = 0$ ở công thức (5.93), mô men mất ổn định xoắn ngang đàn hồi khi $L_b > L_r$ trở thành:

$$M_n = \pi^2 E C_b \frac{I_{yc} d}{L_b^2} \le M_y \tag{5.97a}$$

$$F_{cn} = \frac{C_b R_b \pi^2 E}{\left(L_b / r_t\right)^2} \tag{5.97b}$$

Bằng cách đưa vào hệ số truyền tải trọng R_b ở công thức (5.66) và L_r là chiều dài không liên kết dọc ứng với $M_n = 0,5M_y$ (điểm truyền tải trọng), công thức (5.97) trở thành:

$$M_n = C_b R_b \left(0.5M_y\right)\left(\frac{L_r}{L_b}\right)^2 \le R_b M_y \tag{5.98}$$

với

$$M_y = F_{yc} S_{xc} \tag{5.99}$$

trong đó: F_{yc} - cường độ chảy của bản biên chịu nén;

S_{xc} - mô đun tiết diện đối với trục nằm ngang tiết diện I tại biên chịu nén.

Thay công thức (5.99) vào công thức (5.98), nhân với R_b, L_r được xác định bởi:

$$L_r = \sqrt{\frac{2\pi^2 I_{yc} d}{S_{xc}} \frac{E}{F_{yc}}} \tag{5.100}$$

và có thể được tính gần đúng là:

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{5.101}$$

Đối với các giá trị L_b nằm giữa L_p và L_r, một đường thẳng đi qua các điểm chuyển tiếp giữa $M_n = M_y$ và $M_n = 0,5M_y$ được cho bởi:

$$M_n = C_b R_b M_y \left(1 - 0,5\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right) \le R_b M_y \tag{5.102a}$$

và viết dưới dạng ứng suất là:

$$F_{cn} = \left(1 - 0.5\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right) C_b R_b R_h F_{cy} \le R_b R_h F_{yc} \tag{5.102b}$$

Bởi vì hệ số điều chỉnh mô men C_b có thể lớn hơn 1,0 nên giới hạn trên của M_n được cho ở vế phải của công thức (5.100) bằng $R_b R_h M_y$.

Tiêu chuẩn về mất ổn định xoắn ngang

Khi chiều dài không được liên kết dọc nhỏ hơn L_p, tiết diện chắc và sức kháng nén mất ổn định xoắn ngang là:

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \tag{5.103}$$

trong đó:

$$L_b < L_p = 1,0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{5.104}$$

Nếu chiều dài không liên kết dọc lớn hơn chiều dài yêu cầu cho tiết diện chắc nhưng không phải là đàn hồi, nghĩa là nếu $L_r \geq L_b \geq L_p$, trong đó:

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{5.105}$$

thì bản biên chịu nén là không chắc và dùng phép nội suy giữa các điểm chuyển tiếp để xác định sức kháng bản biên chịu nén:

$$F_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{L - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \leq R_b R_h F_{yc} \tag{5.106}$$

trong đó:

$$F_{yr} = \min \left\{ 0,7 F_{yc}, F_{yw} \right\} \geq 0,5 F_{yc} \tag{5.107}$$

Nếu chiều dài không liên kết dọc lớn hơn chiều dài yêu cầu đối với mất ổn định quá đàn hồi và mất ổn định là đàn hồi và nếu $L_b = L_r$ thì:

$$F_{nc} = F_{cr} \leq R_b R_h F_{yc} \tag{5.108}$$

trong đó:

$$F_{nc} = \frac{C_b R_b \pi^2 E}{\left(L_b / r_t \right)^2} \tag{5.109}$$

5.6.3.6. Hệ số điều chỉnh mô men C_b

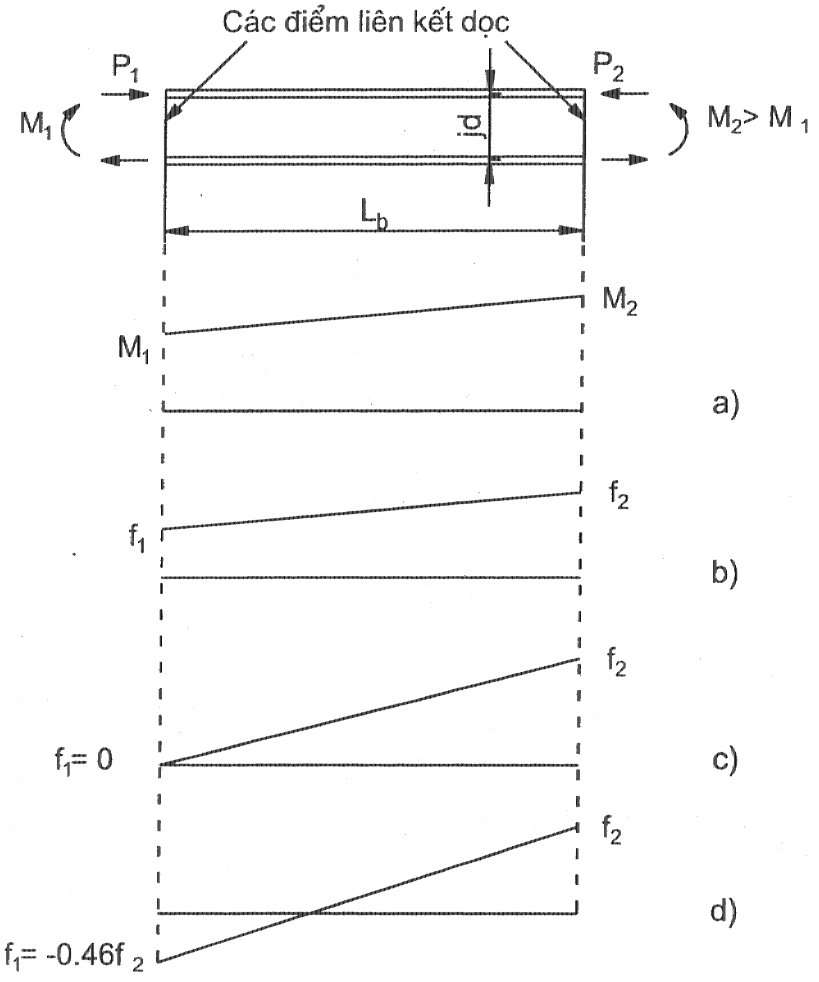
Công thức (5.85) và (5.86) áp dụng cho mô men uốn không đổi giữa các điểm liên kết dọc. Tuy nhiên, mô men giữa các điểm liên kết dọc thường thay đổi. Đối với tiết diện I với trường hợp chiều cao thay đổi và mô men thay đổi (có mặt của lực cắt), lực trong bản biên chịu nén tại điểm liên kết dọc được dùng để tính toán ảnh hưởng của sự thay đổi mô men. Biểu thức của hệ số điều chỉnh được cho bởi:

$$C_b = 1,75 - 1,05 \left(\frac{f_1}{f_2} \right) + 0,3 \left(\frac{f_1}{f_2} \right)^2 \leq 2,3 \tag{5.110}$$

trong đó: f_1 - ứng suất trong biên chịu nén tại điểm liên kết dọc ở phía lực nhỏ hơn do tải trọng có hệ số gây ra;

f_2 - ứng suất trong biên chịu nén tại điểm liên kết dọc ở phía lực lớn hơn do tải trọng có hệ số gây ra;

Một tiết diện I với các mô men M_1 và M_2 tương ứng với các ứng suất biên dầm f_1 và f_2 tại các điểm liên kết dọc được thể hiện ở hình 5.68. Biểu đồ mô men (sự thay đổi ứng suất) giữa các điểm liên kết được cho ở hình 5.68a và biên chịu nén tương ứng với f_1 và f_2 ở hình 6.68b. Nếu $f_1 = f_2$ thì công thức (5.110) sẽ cho $C_b = 1{,}0$, sức kháng mất ổn định xoắn ngang tăng lên. Nếu $f_1 = 0$ (xem hình 5.68c) thì $C_b = 1{,}75$. Nếu f_1 nằm trong miền kéo thì C_b tiếp tục tăng cho đến khi nó đạt tới giá trị lớn nhất của nó là 2.3 tại $f_1 = -0.46f_2$ (xem hình 5.68d).



Hình 5.68

a) Sự thay đổi mô men giữa các điểm liên kết dọc; b) Lực trong biên chịu nén tương ứng với f_1 và f_2; c) Lực biên chịu nén khi $f_1 = 0$; và d) Lực trong biên chịu nén khi $f_1 = -0{,}46f_2$

Ví dụ 5.11. Một kết cấu nhịp cầu đơn giản có nhịp tính toán $L = 24$ m và mặt cắt ngang cầu được thể hiện ở ví dụ 5.1. Tiết diện ngang của dầm liên hợp và các đặc trưng tiết diện được trình bày ở ví dụ 5.2. Cần chú ý rằng việc xác định chiều dài không liên kết dọc để kiểm tra mất ổn định xoắn ngang có ý nghĩa khi bê tông bản mặt cầu chưa đông cứng.

Chiều dài không được liên kết dọc để tiết diện chắc L_p là:

$L_b < L_p = 1,0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$, với r_t là bán kính quán tính của biên chịu nén dầm thép cộng với một phần ba chiều cao chịu nén của vách được lấy đối với trục thẳng đứng. Chiều cao chịu nén của vách trong giai đoạn chưa liên hợp là $D_c = 1100 - 510,8 - 25 = 564,2$ (mm). Bán kính quán tính r_t được xác định bởi (bỏ qua ảnh hưởng một phần ba chiều cao chiều nén của vách):

$$r_t = \sqrt{\frac{I_{yc}}{A_c}} \approx \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(1+\frac{1}{3}\frac{D_c}{b_{fc}}\frac{t_w}{t_{fc}}\right)}} = \frac{300}{\sqrt{12\left(1+\frac{1}{3}.\frac{564,2}{300}.\frac{16}{25}\right)}} = 73,16 \text{ (mm)}$$

Khi đó $L_p = 1,0 \times 73,16\sqrt{\frac{200000}{250}} = 2070$ (mm)

Chiều dài không liên kết dọc yêu cầu mà khi lớn hơn nó sẽ mất ổn định mất ổn định đàn hồi L_r là:

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = \pi \times 73,16\sqrt{\frac{200000}{250}} = 6500 \text{ (mm)}$$

Hệ liên kết dọc được bố trí cho biên chịu nén tại các vị trí với khoảng cách một phần tư chiều dài nhịp, nghĩa là:

$$L_b = \frac{24000}{4} = 6000 \text{ (mm)}$$

Bởi vì $L_r = 6500 > L_b = 6000 > L_p = 2070$ (mm) nên sức kháng uốn danh định được tính dưới đây, trong đó các hệ số $R_b = 1,0$ và $R_h = 1,0$. Hệ số C_b có thể lấy bằng 1,0 vì đây là trường hợp bất lợi nhất ứng với việc xem mô men không đổi trong vùng không được liên kết dọc:

$$F_{cn} = C_b\left[1-\left(1-\frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}}\right)\left(\frac{L-L_p}{L_r-L_p}\right)\right]R_b R_h F_{yc} \le R_b R_h F_{yc}$$

$$F_{cn} = (1,0)\left[1-\left(1-\frac{0,75F_{yc}}{F_{yc}}\right)\left(\frac{6000-2070}{6500-2070}\right)\right](1,0)(1,0)250 = 0,78 \times 250$$

$F_{cn} = 0,78 \times 250 = 195$ (MPa) nhỏ hơn $R_b R_h F_{yc} = 250$ (MPa)

Mô men có hệ số tại tiết diện giữa nhịp do tải trọng thi công gây ra là $M_{D1} = 1240$ kNm. Ứng suất tại biên chịu nén dầm thép được tính:

$$f_{NC}^t = \frac{M_{D1}}{S_{NC}^t} = \frac{1240 \times 10^6}{11,11 \times 10^6} = 111,61 \text{ (MPa) nhỏ hơn } \phi_f F_{cn} = 1,0 \times 195 = 195 \text{ (MPa)}$$

Như vậy, ta chọn $L_b = 6000$ mm. Hơn nữa, một điều cần chú ý rằng khi xét đến mất ổn định xoắn ngang cần phải kiểm tra tính cân xứng của tiết diện dầm thép, nghĩa là:

$0,1 \le \dfrac{I_{yc}}{I_{yt}} \le 1,0$ với I_{yc} và I_{yt} là mô men quán tính của biên chịu nén và biên chịu kéo đối với trục thẳng đứng của mặt phẳng vách, nghĩa là:

$$0,1 \le \frac{(1/12)\times 25\times 300^3}{(1/12)\times 25\times 400^3} = 0,42 \le 1,0$$

5.6.3.7. Tiêu chuẩn cho tiết diện I đàn hồi không liên hợp

Đối với tiết diện I không liên hợp, yêu cầu về tiết diện chắc giống như đối với tiết diện liên hợp chịu uốn âm, khi chiều dài không liên kết dọc L_b lớn hơn yêu cầu tiết diện không chắc (quá đàn hồi) $L_r \ge L_b \ge L_p$.

5.6.3.8. Tiết diện không chắc liên hợp

Đối với tiết diện I liên hợp chịu mô men âm với L_b lớn hơn giá trị ở công thức (5.104) nhưng nhỏ hơn giá trị công thức (5.105), sức kháng uốn danh định dựa vào ứng suất uốn danh định của biên chịu nén và công thức (5.106):

$$f_c = F_{nc} \qquad (5.111)$$

5.6.3.9. Tính chất phân bố lại mô men

Nếu vùng mô men dương chịu được khớp dẻo thì mô men có thể phân bố lại với các vùng khác của dầm, giống như vùng chịu mô men âm. Nếu mô men âm không có đủ cường độ và độ dẻo dai để chịu mô men tăng lên thì vùng mô men âm có thể bị phá hỏng. Nói chung, thiết kế kinh tế đưa ra một tiết diện chịu mô men âm sẽ là không chắc và được liên kết dọc riêng biệt. Vì vậy, nếu tiết diện không chắc thì mô men dẻo hoàn toàn bị giới hạn với giá trị nhỏ hơn để tránh tình huống này.

Tiêu chuẩn về sự phân bố lại mô men

Đối với tiết diện liên hợp chịu uốn âm với L_b nhỏ hơn hoặc bằng giá trị ở công thức (5.104), sức kháng uốn danh định bằng mô men dẻo, nghĩa là:

$$M_n = M_p \qquad (5.112)$$

Đối với dầm liên tục với các tiết diện chắc chịu uốn dương và các tiết diện bên trong không chắc chịu mô men âm, sức kháng uốn dương danh định bị giới hạn:

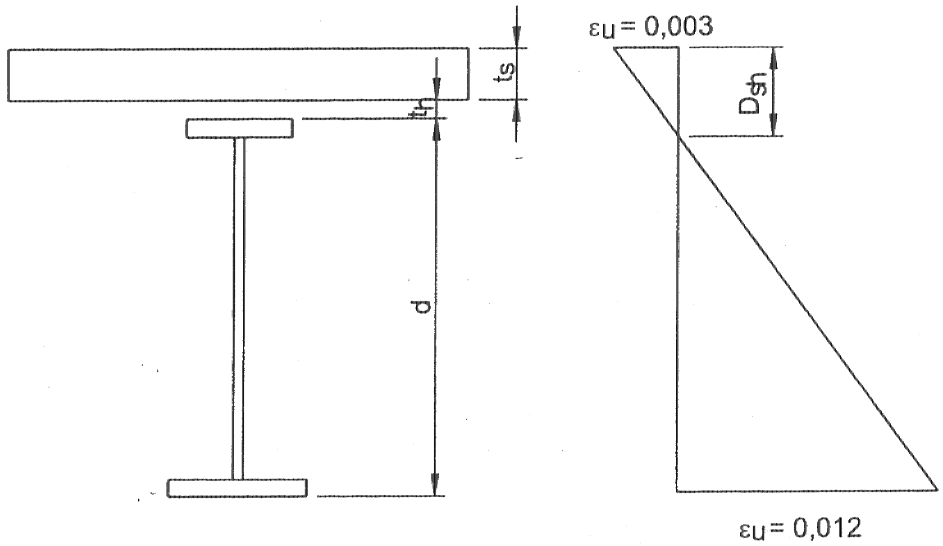
$$M_n = 1,3R_hM_y \qquad (5.113)$$

Điều này giới hạn hệ số hình dạng đối với tiết diện chắc chịu uốn dương là 1.3. Điều này là cần thiết trong nhịp liên tục bởi vì sự vượt qua giới hạn chảy trong vùng mô men dương có thể phân bố lại với vùng mô men âm mà lớn hơn mô men được xác định theo

tính toán đàn hồi. Tiết diện vùng mô men âm có thể không có khả năng chịu sự phân bố lại mô men khi dẻo dai và dẻo hoàn toàn.

5.6.3.10. Tính dẻo dai trong tiết diện chắc liên hợp

Đối với tiết diện chắc liên hợp chịu uốn dương, một giới hạn được đưa ra cho chiều cao tiết diện liên hợp chịu nén để đảm bảo rằng biên chịu kéo của dầm thép đạt đến biến dạng hóa cứng trước khi bê tông bị ép vỡ. Trục trung hòa càng cao thì độ cong tại lúc phá hoại càng lớn và tiết diện càng dẻo dai. Hình 5.69 mô tả biểu đồ biến dạng khi bê tông bị vỡ (0,003) và chảy ở biên dưới cấp 250. Mức của trục trung hòa phải cao hơn 0,42 chiều cao tiết diện.



Hình 5.69. *Chiều cao biến dạng hóa cứng*

Tiêu chuẩn về dẻo dai trong tiết diện chắc liên hợp. Yêu cầu về dẻo dai đối với tiết diện liên hợp là

$$D_p \le 0,42\left(d + t_h + t_s\right) \qquad (5.114)$$

trong đó: D_p - chiều cao chịu nén của tiết diện khi dẻo hoàn toàn (mm);

d - chiều cao dầm thép (mm);

t_h - chiều cao vút (mm);

t_s - bề dày bản bê tông (mm).

Ví dụ 5.12. Kiểm tra độ dẻo dai của tiết diện liên hợp như được trình bày ở ví dụ 5.6. Khi đó, chiều cao chịu nén tiết diện khi chảy hoàn toàn $D_p = 183,8$ mm.

Yêu cầu độ dẻo dai là:

$$D_p \le 0,42\left(d + t_h + t_s\right) \leftrightarrow 183,8 \le 0,42\left(1100 + 50 + 200\right) = 567 \text{ (mm)},$$

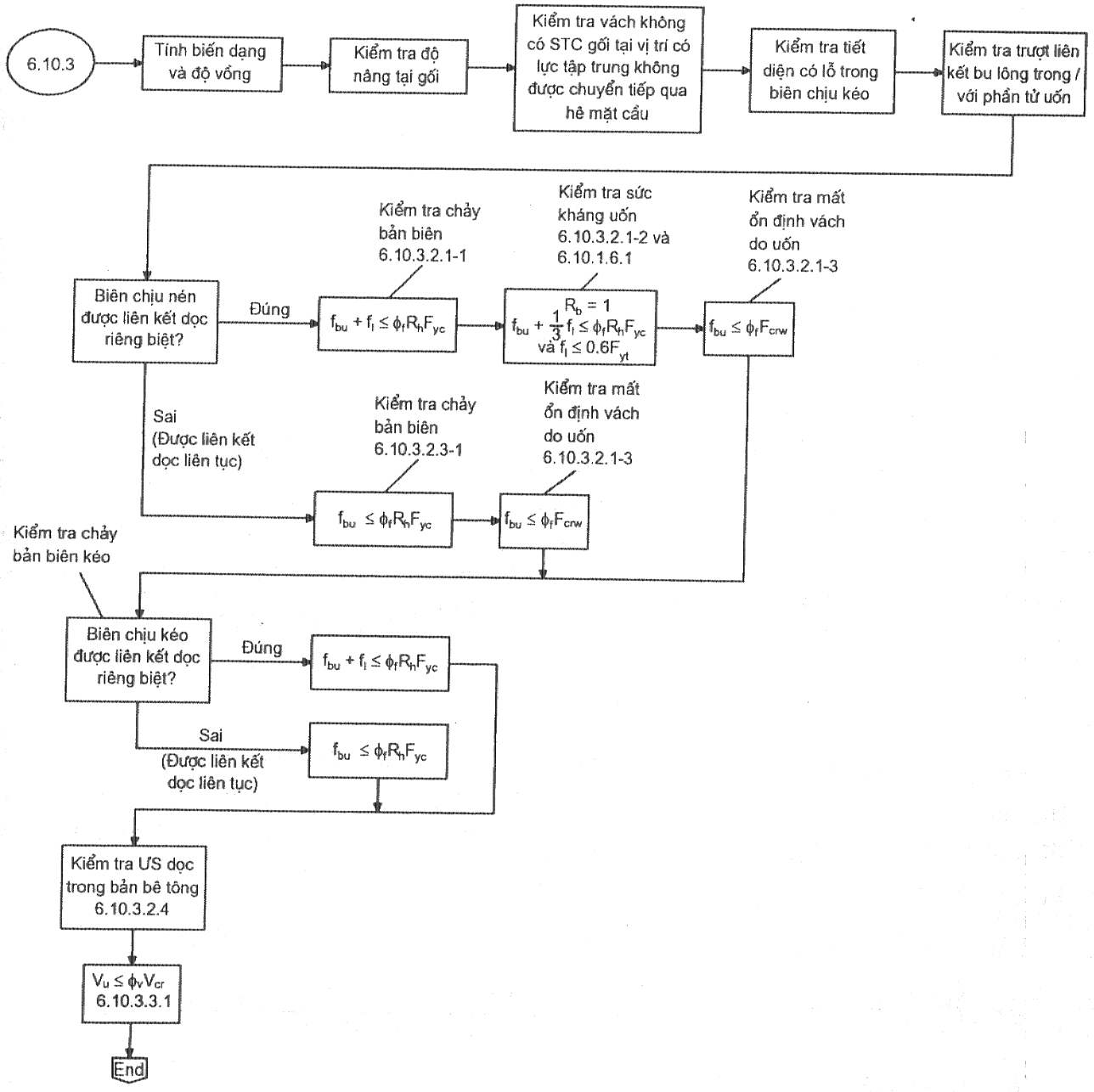
5.6.4. Các trạng thái giới hạn

Tiết diện chữ I chịu uốn phải được thiết kế để chống lại các tổ hợp tải trọng đối với trạng thái giới hạn về cường độ, sử dụng, và mỏi ở bảng 3.1. Thông thường, trạng thái

bất lợi nhất của cầu là trong quá trình xây dựng khi dầm chỉ được liên kết dọc với các khung ngang trước khi thi công bản mặt cầu và bê tông đông cứng.

5.6.4.1. Kiểm tra về thi công

Trong quá trình xây dựng, yêu cầu phải đủ cường độ để chịu các tải trọng có hệ số, ngăn cản hình thành chảy cũng như sự làm việc sau mất ổn định. Việc chảy liên quan đến hệ số triết giảm do lai phải được kể vào. Sức kháng uốn được kiểm tra khi xem xét chiều dài không liên kết dọc khi thi công với giả thiết rằng bản bê tông không liên kết với bản biên trên. Các vị trí khung ngang được bố trí theo sức kháng mất ổn định xoắn ngang của dầm. Trạng thái giới hạn về thi công được mô tả ở hình 5.70.



Hình 5.70. *Sơ đồ tính toán đối với trạng thái giới hạn về thi công*

5.6.4.2. Trạng thái giới hạn về sử dụng

5.6.4.2.1. Kiểm tra biến dạng thường xuyên

Tổ hợp tải trọng sử dụng II ở bảng 3.1 được áp dụng. Tổ hợp tải trọng này sẽ khống chế việc chảy kết cấu thép và ngăn cản các biến dạng thường xuyên gây khó chịu và làm suy giảm khả năng đi lại trên cầu. Khi kiểm tra ứng suất biên dầm, sự phân bố lại mô men có thể được xem xét nếu tiết diện trong vùng mô men âm là chắc.

Ứng suất biên dầm trong vùng uốn dương và âm đối với tiết diện liên hợp sẽ là:

$$f_f + \frac{f_l}{2} \le 0,95 R_h F_{yf} \qquad (5.115)$$

trong đó: f_l - ứng suất uốn ngang được lấy bằng không đối với biên trên và được xét tới đối với biên dưới.

Đối với tiết diện không liên hợp,

$$f_f + \frac{f_l}{2} \le 0,80 R_h F_{yf} \qquad (5.116)$$

trong đó: f_f - ứng suất đàn hồi bản biên gây ra do tải trọng có hệ số;

f_l - ứng suất uốn ngang ở biên dầm tại tiết diện đang xét do tải trọng tổ hợp sử dụng II;

R_h - hệ số triết giảm ứng suất do lai;

F_{yf} - giới hạn chảy của bản biên.

Uốn ngang biên dầm là do mô men uốn trong biên dầm (đối với trục yếu). Hiệu ứng này là do các ảnh hưởng hệ 3D trong cầu chéo, cầu cong, và vừa cong vừa chéo do trọng lượng bản thân. Uốn ngang biên dầm còn do tải trọng ngang tác dụng trực tiếp lên dầm như gió, tải trọng thi công, ... Tiêu chuẩn đã chỉ ra sức kháng của tổ hợp mô men uốn đối với trục chính và trục yếu khi xem bản biên chịu nén như một dầm cột.

AASHTO không yêu cầu kiểm tra cắt đối với trạng thái giới hạn sử dụng II. Chi tiết trạng thái giới hạn sử dụng II được thể hiện ở hình 5.71.

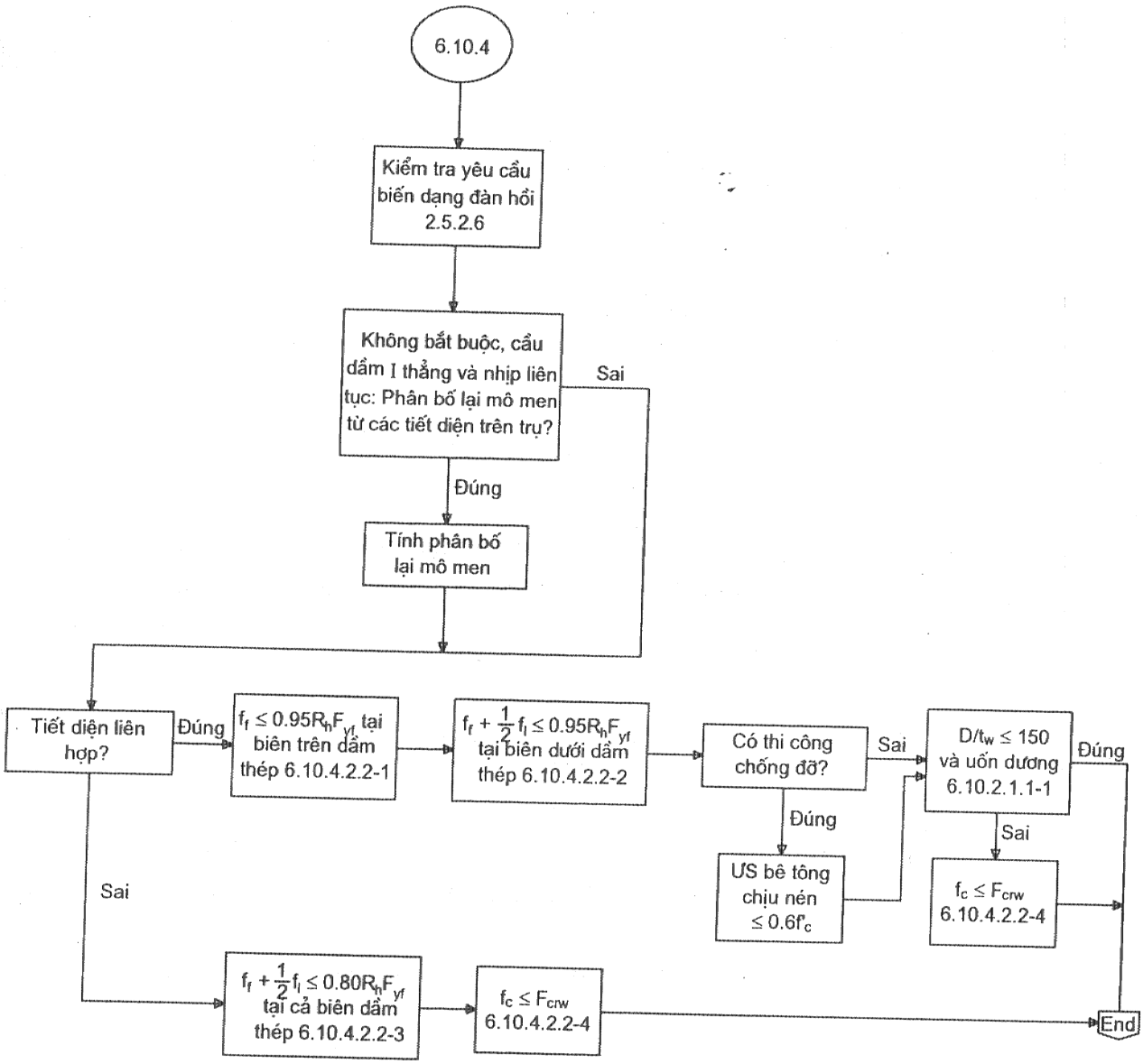
Ví dụ 5.13. Kiểm tra biến dạng thường xuyên của tiết diện liên hợp với các đặc trưng tiết diện đàn hồi được tính ở các ví dụ 5.2. Tiết diện này chịu các mô men không hệ số do các tĩnh tải là $M_{D1} = 992$ kNm và $M_{D2} = 284$ kNm, và mô men có kể đến xung kích do hoạt tải là $1.3M_{LL+IM} = 1910$ kNm.

Ứng suất kéo tại mép dưới dầm thép do các mô men gây ra được tính bởi:

$$f^b = f^b_{NC} + f^b_{LT} + f^b_{ST} = = \frac{992 \times 10^6}{12,82 \times 10^6} + \frac{284 \times 10^6}{10,31 \times 10^6} + \frac{1910 \times 10^6}{27,39 \times 10^6} = 174,66 \text{ (MPa)}$$

Điều kiện kiểm tra là dựa vào công thức (5.115), trong đó f_l là ứng suất uốn ngang ở biên dầm được giả thiết bằng không; nghĩa là:

$$f_f + \frac{f_l}{2} = 174,66 + 0 = 174,66 \le 0,95 \times 1,0 \times 250 = 231,5 \text{ (MPa)}.$$



Hình 5.71. *Sơ đồ tính toán đối với trạng thái giới hạn sử dụng II*

5.6.4.2.2. Kiểm tra độ võng đàn hồi

Độ võng do hoạt tải sử dụng được giới hạn bởi:

$$\Delta_{CL} \le \frac{1}{800}L \qquad (5.117)$$

trong đó: Δ_{CL} - độ võng lớn nhất do hoạt tải sử dụng có kể đến xung kích (mm);

L - chiều dài nhịp (mm).

Độ võng tính toán là giá trị được lấy lớn hơn giữa độ võng chỉ do xe tải thiết kế và độ võng do 25% xe tải thiết kế cộng với tải trọng làn thiết kế. Hệ số phân bố để xác định độ

võng có thể được lấy bằng số làn xe chia cho số dầm chủ bởi vì tất cả các làn thiết kế đều chịu tải trọng và tất cả các dầm được giả thiết chuyển vị như nhau; nghĩa là:

$$mg_{\Delta} = m\frac{N_L}{N_b} \tag{5.118}$$

trong đó: m - hệ số làn xe;

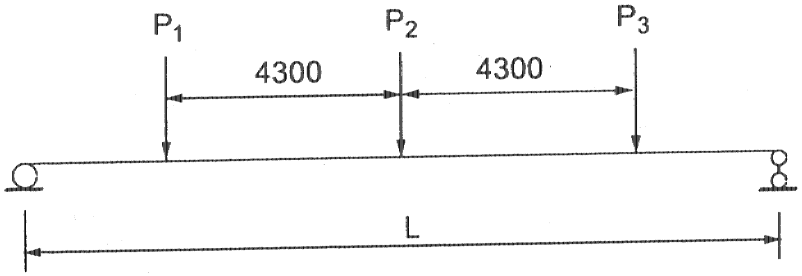
N_L - số làn thiết kế;

N_b - số lượng dầm.

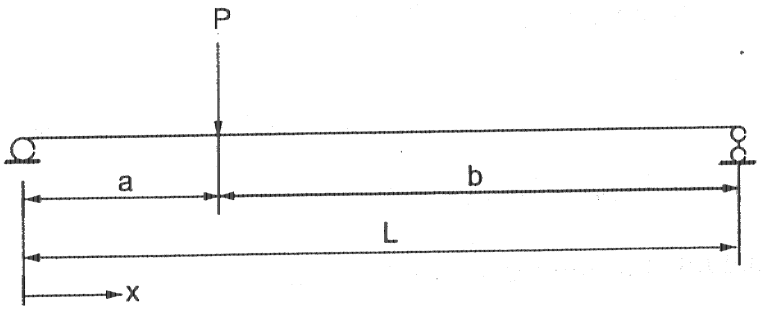
Ví dụ 5.14. Xác định độ võng lớn nhất của nhịp dầm đơn giản L = 24000 mm có tiết diện ngang cầu được thể hiện ở hình 5.40 và tiết diện ngang dầm chủ được mô tả ở hình 5.45 trong ví dụ 5.2.

$$mg_{\Delta} = m\frac{N_L}{N_b} = 0{,}85\frac{3}{6} = 0{,}43$$

Độ võng lớn nhất chỉ do xe tải thiết kế sẽ được xác định dựa vào hình 5.72. Về mặt tổng quát, độ võng tại vị trí bất kỳ do một lực P (xem hình 5.73) được tính đối với $x \le a$:



Hình 5.72. *Vị trí đặt tải để gây ra mô men lớn nhất tại giữa nhịp*



Hình 5.73. *Xác định độ võng tại vị trí bất kỳ*

$$\Delta_x = \frac{Pbx}{6EIL}\left(L^2 - b^2 - x^2\right) \tag{5.118}$$

trong đó: x - vị trí tiết diện cần xác định độ võng (mm);

EI - độ cứng uốn của tiết diện ($N.mm^2$).

Ta có:

$$P_1 = P_2 = 0,43 \times 145 \times \left(1 + \frac{IM}{100}\right) = 0,43 \times 145 \times 1,25 = 77,9 \text{ (kN)}$$

$$P_3 = 0,43 \times 35 \times 1,25 = 18,8 \text{ (kN)}$$

Đối với tiết diện liên hợp, EI là độ cứng uốn của tiết diện liên hợp ngắn hạn. Với ví dụ 5.2, ta được:

$$EI = 200000 \times 25534 \times 10^6 = 51068 \times 10^{11} \text{ (N.mm}^2\text{)}$$

$$\Delta_{CL1} = \Delta_{CLTruck} = \Delta_{P_1} + \Delta_{P_2} + \Delta_{P_3}$$

$$= \frac{(77,9 + 18,8) \times 10^3 \times 7700 \times 12000}{6 \times 51068 \times 10^{11} \times 24000}\left(24000^2 - 7700^2 - 12000^2\right) + \frac{77,9 \times 10^3 \times 24000^3}{48 \times 51068 \times 10^{11}} = 8,9 \text{ (mm)}$$

Độ võng lớn nhất do 25% xe tải thiết kế và tải trọng làn được tính bởi:

$$\Delta_{CL2} = \Delta_{CL25\%Truck} + \Delta_{CLLane}$$

$$= 0,25 \times 8,9 + \frac{5 \times 0,43 \times 9,3 \times 24000^4}{384 \times 51068 \times 10^{11}} = 5,6 \text{ (mm)}$$

Độ võng lớn nhất sẽ là 8,9 mm nhỏ hơn $(1/800) \times 24000 = 30$ mm

5.6.4.3. Trạng thái giới hạn về mỏi

Trạng thái giới hạn mỏi đối với tiết diện chữ I có bốn dạng phá hoại:

Các cấu tạo liên quan đến các đường hàn phải được kiểm tra dựa vào các cấu tạo về mỏi, phân loại mỏi và tuổi thọ mỏi yêu cầu.

Neo chống trượt được hàn với biên trên và vì thế dễ gây mỏi. Biên độ lực cắt do hoạt tải được dùng cho việc kiểm tra này.

Yêu cầu về đứt gãy cần được kiểm tra khi biết được nhiệt độ yêu cầu và loại thép.

Vách không được mất ổn định do tải trọng sử dụng thường xuyên không hệ số và tải trọng mỏi có hệ số.

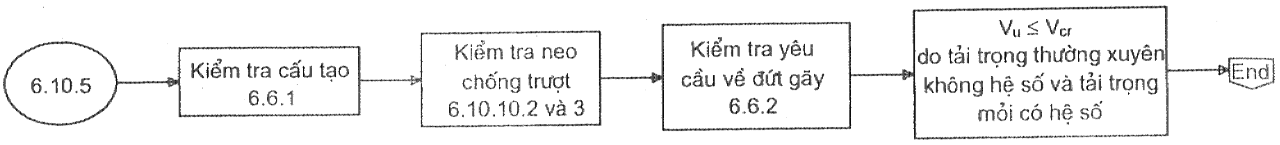
Điều kiện để không xảy ra xoắn vặn ra ngoài mặt phẳng [A6.10.5.3] là:

$$V_u \le V_{cr} \qquad (5.120)$$

trong đó: V_u - lực cắt trong vách do tải trọng thường xuyên không có hệ số và tải trọng mỏi có hệ hệ số;

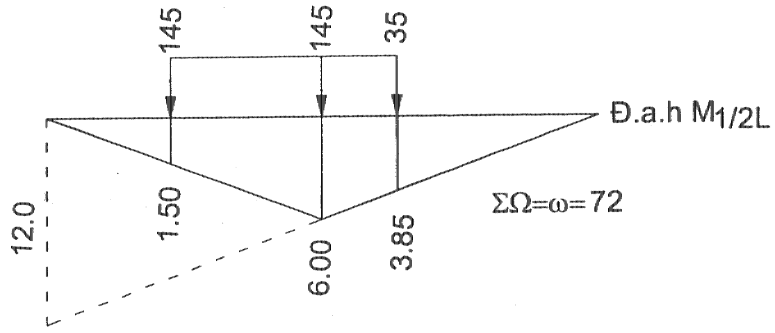
V_{cr} - sức kháng cắt mất ổn định được xác định trong phần sau [A.10.9.3.3].

Đối với neo liên kết, biên độ lực cắt hoạt tải sẽ được dùng để tính toán trạng thái giới hạn mỏi. Chi tiết đối với trạng thái mỏi và đứt gãy được thể hiện ở hình 5.74.



Hình 5.74. Sơ đồ kiểm tra mỏi và đứt gãy

Ví dụ 5.15. Kiểm tra trạng thái giới hạn mỏi tại tiết diện giữa nhịp (hình 5.45) trong ví dụ 5.2 của nhịp dầm đơn giản $L = 24000$ mm có tiết diện ngang cầu được thể hiện ở hình 5.40. Mô men do xe tải mỏi gây ra (xem hình 5.75) với hệ số phân bố ngang đã được tính ở ví dụ 3.3 là $0,56/1,2 = 0,47$ (không kể đến hệ số làn xe):



Hình 5.75. Xác định mô men tại giữa nhịp do xe tải mỏi gây ra

$$M_{LL-F} = 1,0 \times 0,47 \times 0,75 \times (1+0,15) \times (145 \times 6 + 145 \times 1,5 + 35 \times 3,85) = 496 \text{ (kNm)}$$

Số chu kỳ ứng suất mỗi làn xe tải qua được xác định ở ví dụ 3.1 là $N = 248 \times 10^6$ chu kỳ. Với chi tiết cấu tạo loại A, tra bảng 3.3 ta được hệ số cấu tạo $A = 82,0 \times 10^{11}$ MPa và ngưỡng mỏi $(\Delta F)_{TH} = 165$ MPa. Sức kháng mỏi được tính

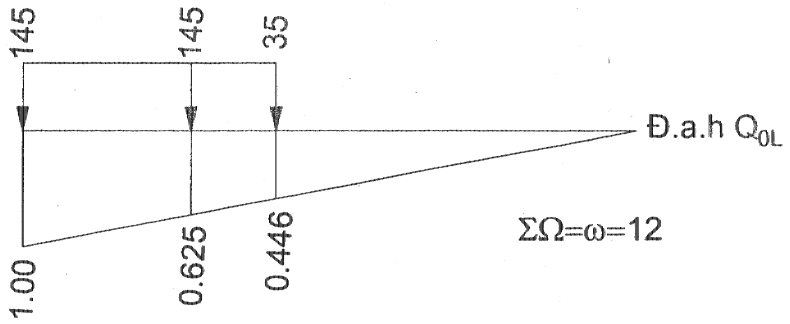
$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N}\right)^{1/3} = \left(\frac{82,0 \times 10^{11}}{248 \times 10^6}\right)^{1/3} = 32,1 \ge \frac{1}{2}(\Delta F)_{TH} = \frac{1}{2} \times 165 = 62,5 \text{ (MPa) nên}$$

$$(\Delta F)_n = 62,5 \text{ (MPa)}$$

Ứng suất biên dưới của dầm do tải trọng mỏi gây ra (biên độ ứng suất lớn nhất được giả thiết gấp 2 lần biên độ ứng suất do hoạt tải mỏi gây ra. Tuy nhiên, biên độ ứng suất này không cần thiết phải nhân với 2 bởi vì sức kháng mỏi đã được chia cho 2):

$$f = \frac{M_{LL-F}}{S^b_{ST}} = \frac{496 \times 10^6}{27,39 \times 10^6} = 18,11 \text{ (MPa) nhỏ hơn } (\Delta F)_n = 62,5 \text{ MPa, OK.}$$

Ví dụ 5.16. Kiểm tra trạng thái giới hạn mỏi đối với vách tại tiết diện giữa gối (hình 5.45) trong ví dụ 5.2. Tải trọng phân bố của các tĩnh tải tác dụng được lấy ở ví dụ 5.4. Trước hết, cần xác định lực cắt tại gối do các tĩnh tải và xe tải mỏi (hình 5.76) gây ra. Lực cắt này được tính bởi:



Hình 5.76. *Xác định lực cắt tại gối do xe tải mỏi*

$$V_{0L-F} = 1,0\left\{\left[1,0\left(4,55+9,23+0,92\right)+1,0\times 3,03\right]12+\right.$$
$$\left.0,47\times 0,75\times\left(1+0,15\right)\times\left(145\times 1+145\times 0,625+35\times 0,446\right)\right\} = 314,6\,(\text{kN})$$

Đê không xảy ra xoắn vặn ra ngoài mặt phẳng do tải trọng mỏi, cần kiểm tra điều kiện ở công thức (5.120), trong đó V_u được lấy bằng V_{0L-F} và V_{cr} được tính ở ví dụ 5.17 (phần sau). Khi đó:

$$V_u = V_{0L-F} = 314,6 < V_{cr} = 2436\ (\text{kN})$$

5.6.4.4. Trạng thái giới hạn về cường độ

Trạng thái giới hạn cường độ dùng để kiểm tra sức kháng uốn và sức kháng cắt. Bởi vì liên quan đến nhiều vấn đề về tính chắc của các bộ phận khác nhau (vách và bản biên), mất ổn định xoắn ngang, yếu tố lai, và sự truyền tải trọng nên Tiêu chuẩn AASHTO thể hiện các bước và đường dẫn để kiểm tra. Có thể tóm tắt như sau:

- Đối với tiết diện chắc, sức kháng uốn có hệ số được viết dưới dạng mô men:

$$M_r = \phi_f M_n \qquad (5.121)$$

trong đó : ϕ_f - hệ số sức kháng do uốn;

$M_n = M_p$ - sức kháng danh định của tiết diện chắc.

- Đối với tiết diện không chắc, sức kháng uốn có hệ số được viết dưới dạng ứng suất:

$$F_r = \phi_f F_n \qquad (5.122)$$

trong đó: F_n - sức kháng danh định của tiết diện không chắc.

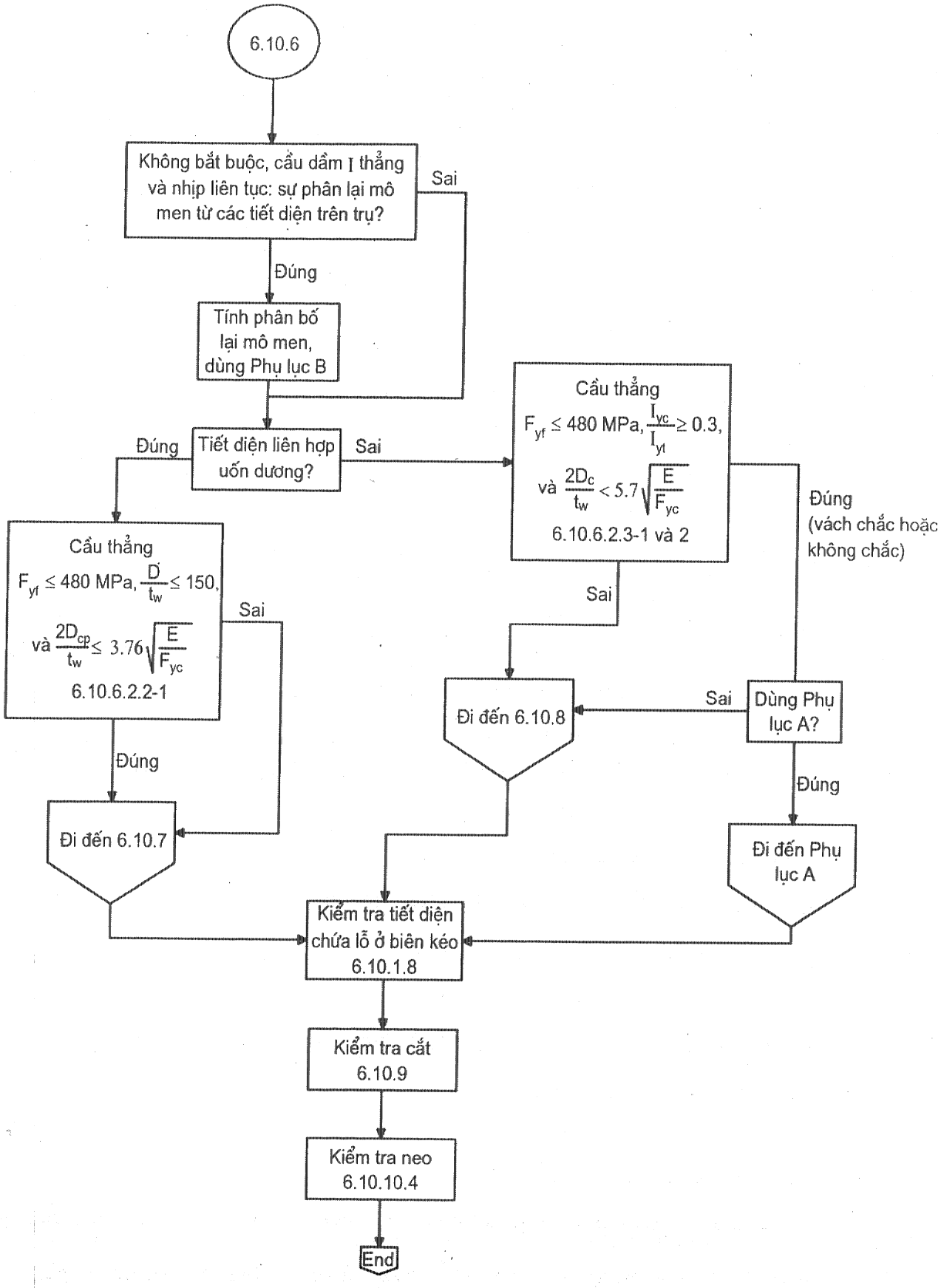
- Sức kháng cắt có hệ số được tính bởi:

$$V_r = \phi_v V_n \qquad (5.122)$$

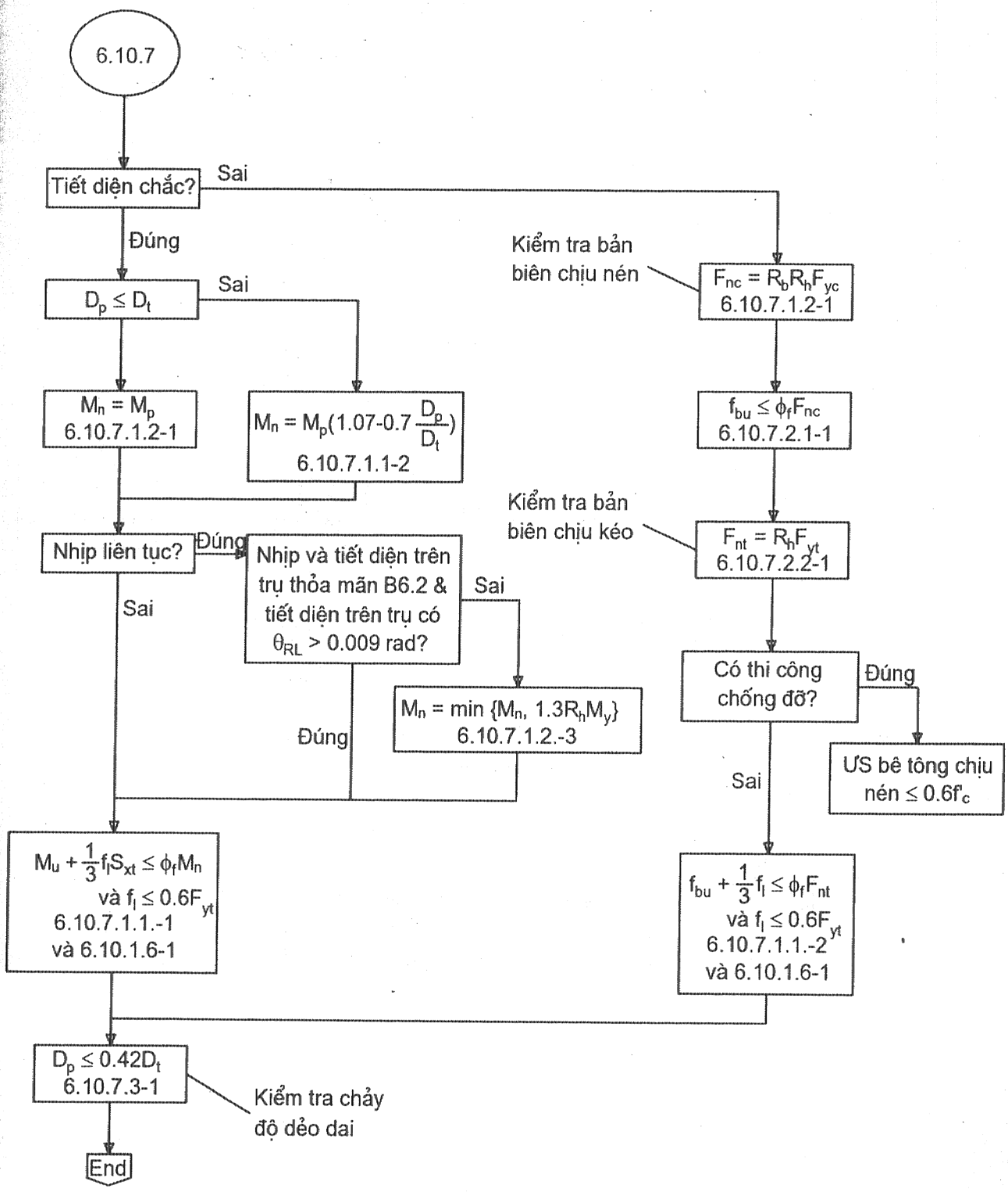
trong đó: ϕ_v - hệ số sức kháng do cắt;

V_n - sức kháng cắt danh định phụ thuộc vào vách có hoặc không có tăng cường.

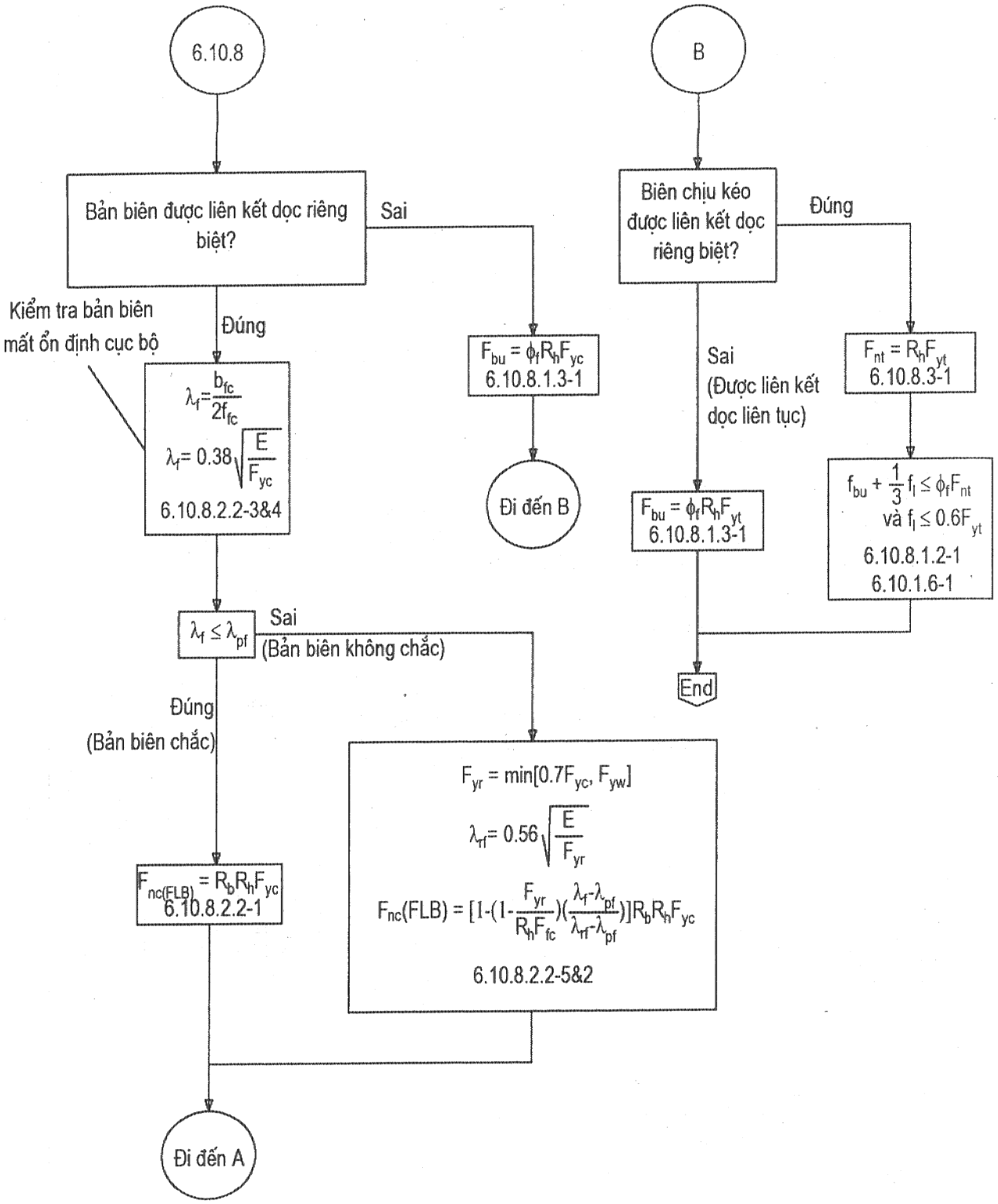
Các bộ phận khác như sườn tăng cường ngang và sườn tăng cường gối cũng phải được kiểm tra. Chi tiết đối với trạng thái giới hạn cường độ được thể hiện ở các hình từ 5.77 đến 5.80.



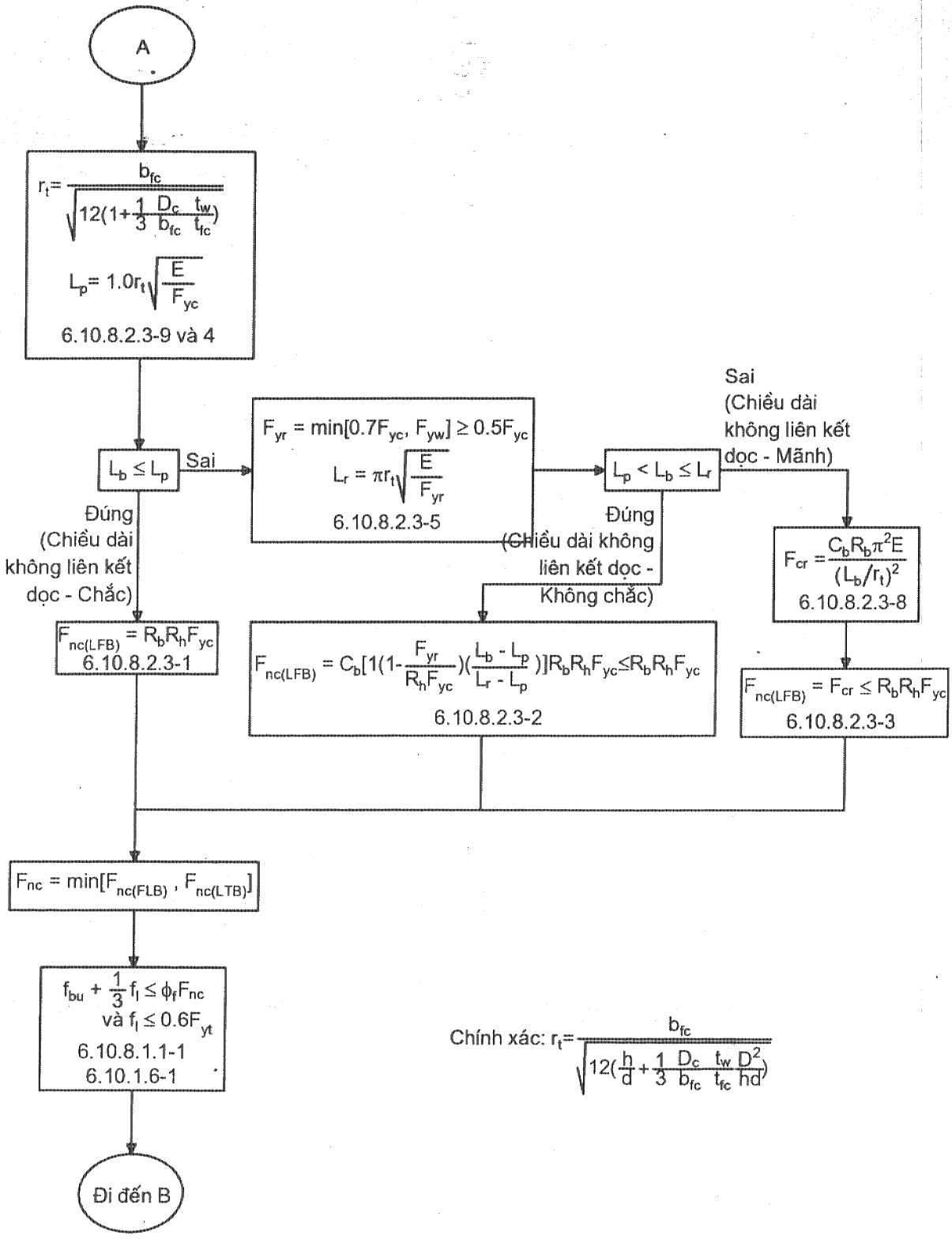
Hình 5.77. *Sơ đồ đối với trạng thái giới hạn cường độ*



Hình 5.78. *Sơ đồ đối với tiết diện liên hợp chịu uốn dương*



Hình 5.79. *Sơ đồ đối với tiết diện chắc chịu uốn âm và tiết diện không liên hợp*



Hình 5.80. *Sơ đồ đối với tiết diện chắc chịu uốn âm và tiết diện không liên hợp (tiếp)*

5.6.5. Tóm tắt tiết diện I chịu uốn

Sự làm việc tiết diện chữ I chịu uốn là phức tạp bởi vì có nhiều yêu cầu phải được thỏa mãn. Các tiết diện liên hợp và không liên hợp chịu uốn dương và uốn âm phải được xem xét ở ba dạng: chắc, không chắc và mảnh. Có ba dạng phá hoại dễ dàng thấy rõ là không mất ổn định, mất ổn định quá đàn hồi và mất ổn định đàn hồi. Sự phá hoại

này đều liên quan đến độ mảnh vách, độ mảnh biên chịu nén, hoặc liên kết dọc biên chịu nén. Các công thức đã mô tả tính chất làm việc và xác định các điểm neo cho ba tính chất làm việc là đàn hồi, quá đàn hồi và dẻo.

Khi thép cán chữ I được dùng cho dầm, các yêu cầu về độ mảnh vách và bản biên không cần phải kiểm tra bởi vì tất cả vách đều thỏa mãn các quy định về tiết diện chắc. Hơn nữa, nếu dùng thép cấp 250 thì tất cả chỉ trừ W150 × 22 đều thỏa mãn quy định về độ mảnh bản biên cho tiết diện chắc. Nếu dùng cấp thép 345 thì sáu loại thép W253 (theo AISC) không thỏa mãn quy định về độ mảnh bản biên cho tiết diện chắc. Vì vậy, việc mất ổn định cục bộ ít khi là vấn đề quan trọng đối với các dạng thép cán; và khi chúng được sử dụng, chỉ cần bố trí hệ liên kết cho biên chịu nén để ngăn cản sự mất ổn định tổng thể.

Trong dầm tổ hợp, gần đây có xu hướng dùng cấp 480 thép cường độ cao trong tiết diện lai. Hơn nữa, các tiết diện không tăng cường với vách dày hơn được sử dụng để tiết kiệm giá thành chế tạo.

5.6.6. Sức kháng uốn của các tiết diện có hình dạng khác nhau

5.6.6.1. Tiết diện HSS hình vuông, hình chữ nhật hoặc tiết diện hộp

5.6.6.1.1. Tỷ số chiều rộng-bề dày (xem hình 5.81)

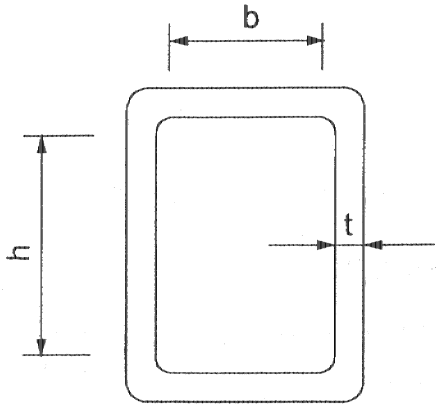
a) Bản biên

$$\lambda = \frac{b}{t} \quad \lambda_p = 1{,}12\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \lambda_r = 1{,}40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

b) Vách

$$\lambda = \frac{h}{t} \quad \lambda_p = 2{,}42\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \lambda_r = 5{,}70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Nếu kích thước thực của b và h không được biết thì chúng có thể được tính bằng tổng bề rộng hoặc chiều cao trừ đi ba lần bề dày. Bề dày *thiết kế*, bằng 0,93 lần bề dày *danh định*, được sử dụng.



Hình 5.81

5.6.6.1.2. Mô men uốn đối với trục chính (chịu tải trọng trong mặt phẳng đối xứng)

a) Tiết diện chắc

Đối với tiết diện chắc, sức kháng sẽ dựa vào trạng thái giới hạn về chảy.

$$M_n = M_p = F_y Z$$

(Bởi vì sức kháng xoắn lớn của tiết diện hộp kín nên mất ổn định xoắn ngang không cần xét đến)

b) Tiết diện không chắc

Sức kháng danh định M_n sẽ nhỏ hơn giá trị tính toán từ trạng thái giới hạn mất ổn định cục bộ của bản biên và mất ổn định cục bộ của vách. Đối với mất ổn định cục bộ bản biên,

$$M_n = M_p - \left(M_p - F_y S\right)\left(3,57\frac{b}{t}\sqrt{\frac{E}{F_y}} - 4,40\right) \le M_p$$

và đối với mất ổn định cục bộ vách,

$$M_n = M_p - \left(M_p - F_y S\right)\left(0,305\frac{h}{t_w}\sqrt{\frac{E}{F_y}} - 0,738\right) \le M_p$$

5.6.6.1.3. Mô men uốn đối với trục yếu

Tiêu chuẩn này vẫn giống như sức kháng uốn đối với trục chính.

5.6.6.2. Tiết diện HSS tròn

5.6.6.2.1. Tỷ số chiều rộng-bề dày

$$\lambda = \frac{D}{t} \quad \lambda_p = \frac{0,07E}{F_y} \quad \lambda_r = \frac{0,31E}{F_y}$$

trong đó: D là đường kính ngoài. Chú ý rằng giá trị D/t phải nhỏ hơn $0,45E/F_y$.

5.6.6.2.2. Sức kháng uốn danh định

Không có trạng thái giới hạn mất ổn định xoắn ngang của tiết diện tròn hoặc vuông. Sức kháng chịu giới hạn bởi mất ổn định cục bộ.

Đối với tiết diện chắc,

$$M_n = M_p = F_y Z$$

Đối với tiết diện không chắc,

$$M_n = \left(\frac{0,021E}{D/t} + F_y\right)S$$

5.6.6.3. Tiết diện chữ T và thép góc kép chịu tải trọng trong mặt phẳng đối xứng

5.6.6.3.1. Tỷ số chiều rộng-bề dày

a) Bản biên

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad \lambda_p = 0,38\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \lambda_r = 1,0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

b) Vách

Phân loại chắc, không chắc hoặc mảnh chỉ phụ thuộc vảo tỷ số chiều rộng-bề dày.

5.6.6.3.2. Tiết diện chắc

Sức kháng sẽ là giá trị nhỏ hơn đối với trạng thái giới hạn về chảy và mất ổn định xoắn ngang. Đối với chảy,

$$M_n = M_p$$

trong đó: $M_p = F_y Z \le 1,6M_y$ khi phần thân chịu kéo;

$M_p = F_y Z \le M_y$ khi phần thân chịu nén;

$M_y = F_y S.$

Đối với mất ổn định xoắn ngang,

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi\sqrt{EI_y GJ}}{L_b}\left(B + \sqrt{1+B^2}\right)$$

trong đó: $B = \pm 2,3\left(\frac{d}{L_b}\right)\sqrt{\frac{I_y}{J}}$

Ký hiệu dương khi phần thân chịu kéo, và âm khi phần thanh chịu nén tại bất kỳ đâu dọc theo chiều dài không được liên kết.

5.6.6.3.3. Tiết diện không chắc

Sức kháng sẽ là giá trị nhỏ hơn tìm được bởi mất ổn định cục bộ và mất ổn định xoắn ngang. Đối với mất ổn định cục bộ,

$$M_n = F_{cr} S_{xc}$$

trong đó: S_{xc} - mô đun tiết diện đàn hồi tính với biên chịu nén;

$$F_{cr} = F_y\left[1,19 - 0,50\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}}\right]$$

Đối với mất ổn định xoắn ngang,

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi\sqrt{EI_y GJ}}{L_b}\left(B + \sqrt{1+B^2}\right)$$

trong đó: $B = \pm 2,3\left(\frac{d}{L_b}\right)\sqrt{\frac{I_y}{J}}$

Ký hiệu dương khi phần thân chịu kéo, và âm khi phần thanh chịu nén tại bất kỳ đâu dọc theo chiều dài không được liên kết.

5.6.6.4. Thanh tiết diện chữ nhật đặc

Các trạng thái giới hạn áp dụng là chảy và mất ổn định xoắn ngang do uốn đối với trục chính; mất ổn định cục bộ không là trạng thái giới hạn do uốn đối với trục chính và trục yếu.

5.6.6.4. Uốn đối với trục chính

Khi $\frac{L_b d}{t^2} \le \frac{0,08E}{F_y}$, $M_n = M_p \le 1,6M_y$

trong đó: M_y - mô men chảy lấy bằng $F_y S$.

Khi $\frac{0,08E}{F_y} < \frac{L_b d}{t^2} \le \frac{1,9E}{F_y}$, $M_n = C_b\left[1,52 - 0,274\left(\frac{L_b d}{t^2}\right)\frac{F_y}{E}\right]M_y \le M_p$

Khi $\frac{L_b d}{t^2} > \frac{1,9E}{F_y}$, $M_n = F_{cr}S_x \le M_p$

trong đó: $F_{cr} = \frac{1,9EC_b}{L_b d/t^2}$;

t - bề dày thanh song song với trục uốn;

d - chiều rộng thanh.

5.6.6.4. Uốn đối với trục yếu

$$M_n = M_p = F_y Z \le 1,6M_y$$

trong đó: M_y - mô men chảy lấy bằng $F_y S$.

5.6.6.5. Thanh tiết diện tròn đặc

$$M_n = M_p = F_y Z \le 1,6M_y$$

(Đối với tiết diện tròn, $Z/S = 1,7 > 1,6$ nên giới hạn trên luôn khống chế).

5.6.6.5. Thanh tiết diện vuông đặc

$$M_n = M_p = F_y Z \le 1,6M_y$$

(Đối với tiết diện tròn, $Z/S = 1,5 < 1,6$ nên giới hạn trên không bao giờ khống chế)

5.7. SỨC KHÁNG CẮT TIẾT DIỆN CHỮ I

Khi vách tiết diện chữ I chịu lực cắt càng tăng, lý thuyết dầm biến dạng nhỏ có thể được dùng để tính toán sức kháng cắt cho đến khi đạt đến tải trọng mất ổn định cực hạn. Nếu vách được tăng cường, sức kháng cắt sau mất ổn định tăng thêm do tác động trường kéo sẽ xuất hiện cho đến khi vách chảy. Vì vậy, sức kháng cắt danh định V_n có thể được biểu diễn:

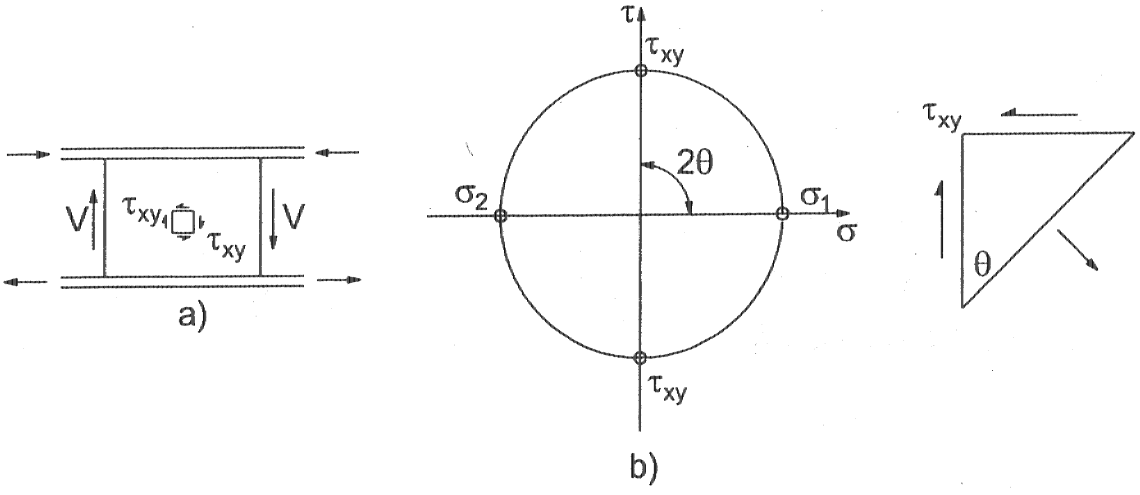
$$V_n = V_\tau + V_\sigma \tag{5.125}$$

trong đó: V_τ - sức kháng cắt tác động lên dầm;

V_σ - sức kháng cắt do tác động trường kéo.

5.7.1. Sức kháng cắt tác động lên dầm V_τ

Ứng suất khối tại trục trung hòa của vách trong tiết diện chữ I được thể hiện ở hình 5.82a. Bởi vì ứng suất uốn bằng không nên ứng suất khối thuộc trạng thái cắt thuần túy. Vòng tròn Morh ứng suất (xem hình 5.80b) cho thấy các ứng suất chính σ_1 và σ_2 bằng ứng suất cắt τ_{xy}. Các ứng suất chính này có phương 45° so với phương nằm ngang. Khi dùng lý thuyết dầm, thường giả thiết rằng lực cắt V sẽ do diện tích vách của tiết diện chữ I chịu, và ứng suất cắt lớn nhất gần đúng bằng giá trị trung bình



Hình 5.82. Trạng thái ứng suất
a) Ứng suất khối tại trục trung hòa; b) Vòng tròn Morh ứng suất

$$\tau = \frac{V}{Dt_w} \tag{5.126}$$

trong đó: D - chiều cao vách;

t_w - bề dày vách.

Nếu mất ổn định không xảy ra thì ứng suất cắt có thể đạt tới cường độ chảy τ_y và lực cắt dẻo V_p. Thay các giá trị này vào công thức (5.126), ta được:

$$V_p = \tau_y D t_w \tag{5.127}$$

Cường độ cắt chảy τ_y không thể tự xác định mà phụ thuộc vào các quy định phá hỏng được giả thiết. Theo quy định phá hỏng do cắt của Mises, cường độ cắt chảy có quan hệ với cường độ chảy khi kéo của vách σ_y :

$$\tau_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \approx 0,58\sigma_y \tag{5.128}$$

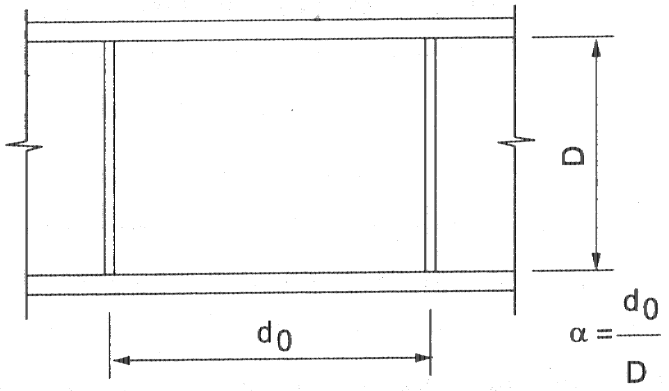
Nếu mất ổn định xảy ra, ứng suất cắt mất ổn định cực hạn τ_{cr} đối với khoang chữ nhật (xem hình 5.83) được cho bởi:

$$\tau_{cr} = k\frac{\pi^2 E}{12\left(1-\mu^2\right)}\left(\frac{t_w}{D}\right)^2 \tag{5.129}$$

trong đó

$$k = 5,0 + \frac{5,0}{\left(d_0/D\right)^2} \tag{5.130}$$

với d_0 là khoảng cách giữa các sườn tăng cường ngang.



Hình 5.83. *Xác định tỷ số hình dạng* α

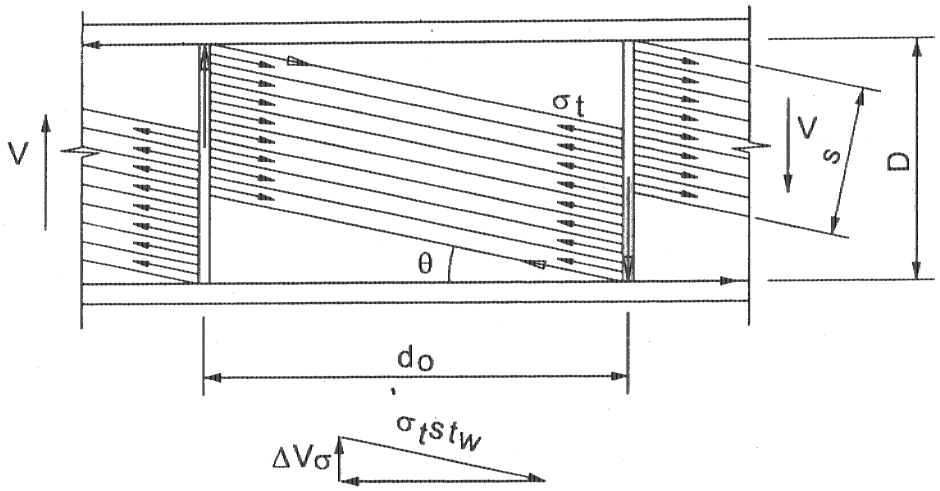
Bằng cách giả thiết rằng lực cắt có thể gây ra ứng suất cắt giới hạn τ_{cr} và sau đó giữ không đổi, V_τ có thể được biểu diễn theo tỷ lệ tuyến tính với V_p, nghĩa là:

$$V_\tau = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} V_p \tag{5.131}$$

5.7.2. Sức kháng cắt do tác động trường kéo

Khi khoang vách chữ nhật chịu cắt được đỡ bốn cạnh, tác động trường kéo theo đường chéo có thể xuất hiện. Khoang vách tiết diện chữ I (xem hình 5.84) có hai cạnh là các bản biên và hai cạnh là sườn tăng cường ngang. Hai cặp đường biên này rất khác nhau. Các bản biên tương đối mềm theo phương đứng và không thể chống lại ứng suất từ trường kéo trong vách. Mặt khác, sườn tăng cường ngang có thể làm việc như một

thanh chống chịu nén để cân bằng với trường kéo ứng suất. Kết quả là phần diện tích vách kề với các bản biên sẽ không có hiệu quả và khi đó ta giả thiết rằng cơ cấu chịu tải trọng giống như dàn và được thể hiện ở hình 5.84. Với kết cấu dàn này, các bản biên là thanh biên, sườn tăng cường ngang là thanh chống chịu nén, và vách là thanh xiên chịu kéo.



Hình 5.84. *Trường kéo trong vách*

Các cạnh trường kéo có hiệu ở hình 5.84 được giả thiết đi qua các góc của khoang. Bề rộng trường kéo s phụ thuộc góc nghiêng so phương ngang θ của ứng suất kéo σ_t và bằng

$$s = D\cos\theta - d_0 \sin\theta \qquad (5.132)$$

Sự xuất hiện của trường kéo này được quan sát trong nhiều thí nghiệm. Trong giai đoạn đầu chịu tải, lực cắt sẽ do tác động dầm chịu cho đến khi ứng suất nén chính σ_2 ở hình 5.82b đạt đến ứng suất cực hạn và thanh xiên chịu nén của khoang vách mất ổn định. Tại điểm này, sẽ không chịu bất kỳ ứng suất nén thêm nào, nhưng ứng suất kéo σ_t trong thanh xiên chịu kéo tiếp tục tăng cho đến khi chúng đạt ứng suất chảy $\sigma_y = F_{yw}$ của thép làm vách.

Sự tham gia lực cắt V_σ từ tác động trường cắt ΔV_σ là thành phần thẳng đứng của lực kéo trong thanh xiên (xem hình 5.85), nghĩa là:

$$\Delta V_\sigma = \sigma_t s t_w \sin\theta \qquad (5.133)$$

Để xác định góc nghiêng θ của trường kéo, giả thiết rằng khi $\sigma_t = \sigma_y$ thì phương của trường căng sao cho ΔV_σ cực đại. Điều kiện này có thể được biểu diễn:

$$\frac{d}{d\theta}(\Delta V_\sigma) = \frac{d}{d\theta}(\sigma_y s t_w \sin\theta) = 0$$

Thay s từ công thức (5.132), ta được:

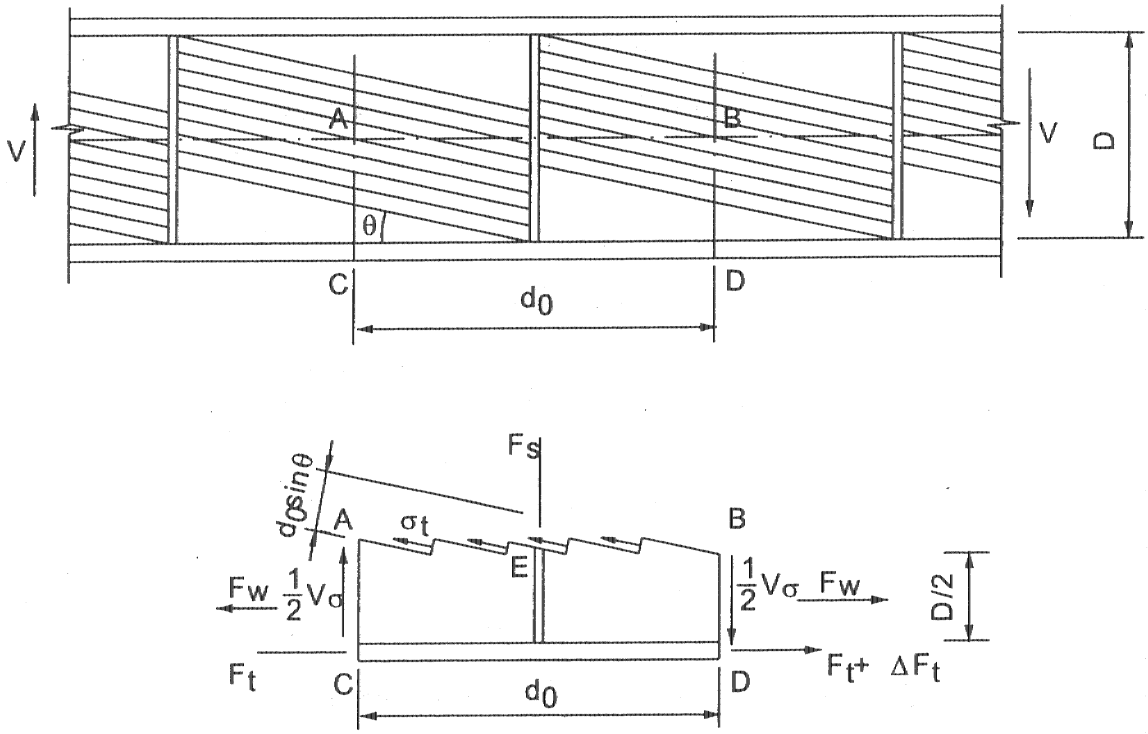
$$\sigma_y t_w = \left[\frac{d}{d\theta}(D\sin\theta\cos\theta - d_0 \sin^2\theta)\right] = 0$$

Rút gọn thành

$$Dtg^2\theta + 2d_0 tg\theta - D = 0$$

Giải phương trình đối với $tg\theta$:

$$tg\theta = \frac{-2d_0 + \sqrt{4d_0^2 + 4D^2}}{2D} = \sqrt{1+\alpha^2} - \alpha \qquad (5.134)$$



Hình 5.85. *Sơ đồ cân bằng của tác động trường căng t*

trong đó α là tỷ số hình dạng của khoang vách d_0/D. Công thức (5.134) có thể được viết lại

$$\cos\theta = \frac{1}{1+tg^2\theta} = \left[2\sqrt{1+\alpha^2}\left(\sqrt{1+\alpha^2} - \alpha\right)\right]^{-1/2} \qquad (5.135)$$

và

$$\sin\theta = \frac{1}{1+\cot g^2\theta} = \left[\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{2\sqrt{1+\alpha^2}}\right]^{1/2} \qquad (5.136)$$

Xét điều kiện cân bằng của kết cấu ABCD ở hình 5.85 được lấy trong phạm vi trục trung hòa của vách và điểm giữa hai khoang vách nằm cạnh sườn tăng cường ngang. Bằng cách giả thiết tiết diện chữ I đối xứng hai phương, các thành phần của lực trường căng đối với trục đứng AC và BD là $V_\sigma/2$ và F_w theo phương nằm ngang được thể hiện ở hình 5.85. Trên tiết diện nằm ngang AB, ứng suất trường kéo σ_t hợp phương ngang một góc θ và tác dụng lên diện tích $t_w d_0 \sin\theta$. Cân bằng theo phương đứng sẽ được lực dọc trục sườn tăng cường F_s là:

$$F_s = \sigma_t t_w d_0 \sin\theta \sin\theta = \sigma_t t_w (\alpha D)\sin^2\theta \tag{5.137}$$

Thay công thức (5.136) vào ta được:

$$F_s = \sigma_t t_w D\left(\frac{\alpha}{2} - \frac{\alpha^2}{2\sqrt{1+\alpha^2}}\right) \tag{5.138}$$

Cân bằng theo phương ngang sẽ được sự thay đổi lực trong bản biên ΔF_f là:

$$\Delta F_f = \sigma_t t_w (\alpha D)\sin\theta\cos\theta \tag{5.139}$$

Thay công thức (5.135) và (5.136) vào công thức trên, ta được:

$$\Delta F_f = \sigma_t t_w D\frac{\alpha}{2\sqrt{1+\alpha^2}} \tag{5.140}$$

Cân bằng mô men đối với điểm E sẽ dẫn đến:

$$\frac{1}{2}V_\sigma(d_0) - \Delta F_f\left(\frac{D}{2}\right) = 0 \rightarrow V_\sigma = \Delta F_f \frac{D}{d_0} = \frac{\Delta F_f}{\alpha}$$

Như vậy, lực cắt do tác động trường căng V_σ là:

$$V_\sigma = \sigma_t t_w D\frac{1}{2\sqrt{1+\alpha^2}} \tag{5.141}$$

Dùng công thức (5.127) và (5.128), V_σ có thể được viết theo V_p là:

$$V_\sigma = \frac{\sqrt{3}}{2}\frac{\sigma_t}{\sigma_y}\frac{1}{\sqrt{1+\alpha^2}}V_p \tag{5.142}$$

Thay công thức (5.131) và (5.142) vào (5.125), biểu thức tổ hợp sức kháng cắt danh định của vách trong tiết diện chữ I là:

$$V_n = V_p\left[\frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2}\frac{\sigma_t}{\sigma_y}\frac{1}{\sqrt{1+\alpha^2}}\right] \tag{5.143}$$

trong đó số hạng đầu trong ngoặc là do tác động dầm và số hạng thức hai do tác động trường căng. Hai tác động này không nên hiểu như hai hiện tượng xảy ra riêng biệt mà ở đó hiện tượng đầu tìm ra trước và sau đó hiện tượng sau chiếm ưu thế. Thật ra, chúng cùng xảy ra và tương tác nhau để có sức kháng cắt tổ hợp như ở công thức (5.143).

Để tìm ra quan hệ của tỷ số σ_t/σ_y trong công thức (5.143), Basler đưa ra hai giả thiết. Thứ nhất, trạng thái ứng suất ở mọi vị trí giữa cắt thuần túy và kéo thuần túy có thể được tính gần đứng bằng đường thẳng khi dùng tiêu chuẩn chảy của Mises. Thứ hai, θ bằng trường hợp giới hạn 45°. Bằng cách dùng hai giả thiết này, thay vào phương trình ứng suất theo tiêu chuẩn chảy của Mises, ta được:

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_y} = 1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} \tag{5.144}$$

Basler đã thực hiện nhiều thí nghiệm để so sánh sức kháng cắt ở công thức (5.143) với sức kháng cắt được tính gần đúng ở công thức (5.144), và cho biết rằng sự khác nhau là nhỏ hơn 10% khi α được lấy từ không cho đến vô cùng. Thay công thức (5.144) vào (5.143), sức kháng cắt tổ hợp của vách trở thành:

$$V_n = V_p\left[\frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2}\frac{1-\left(\tau_{cr}/\tau_y\right)}{\sqrt{1+\alpha^2}}\right] \tag{5.145}$$

Tiêu chuẩn sức kháng cắt tổ hợp (A6.10.9). Theo tiêu chuẩn thiết kế cầu AASHTO LRFD 2005, công thức (5.144) được viết:

$$V_n = V_p\left[C + \frac{0,87(1-C)}{\sqrt{1+\left(d_0/D\right)^2}}\right] \tag{5.146}$$

trong đó

$$C = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} \tag{5.147}$$

$$\alpha = \frac{d_0}{D} \tag{5.148}$$

$$V_p = 0,58F_{yw}Dt_w \tag{5.149}$$

Bởi vì τ_{cr} là một hàm của độ mảnh khoang C. Bảng 5.3 đưa ra tỷ số C đối với các tính chất dẻo, quá đàn hồi và đàn hồi.

Bảng 5.2. Tỷ số ứng suất cắt mất ổn định với cường độ cắt chảy

	Không mất ổn định	Mất ổn định quá đàn hồi	Mất ổn định đàn hồi
Độ mảnh vách	$\frac{D}{t_w} \le 1,12\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$	$\frac{D}{t_w} \le 1,40\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$	$\frac{D}{t_w} > 1,40\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$
$C = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y}$	$C = 1,0$	$C = \frac{1,12}{D/t_w}\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$	$C = \frac{1,57}{\left(D/t_w\right)^2}\frac{Ek}{F_{yw}}$

Sẽ loại trừ các công thức trên nếu tiết diện nằm trong khoang vách không thỏa mãn:

$$\frac{2Dt_w}{b_{fc}t_{fc} + b_{ft}t_{ft}} \le 2,5$$

Khi đó:

$$V_n = V_p\left[C + \frac{0,87(1-C)}{\sqrt{1+\left(d_0/D\right)^2} + d_0/D}\right] \tag{5.150}$$

Sơ đồ thiết kế tiết diện chữ I chịu cắt được thể hiện ở hình 5.86.

Sự làm việc và tiêu chuẩn về vách không tăng cường. Sức kháng cắt danh định của vách không tăng cường trong tiết diện chữ I có thể được xác định từ công thức (5.149) bằng cách lấy d_0 bằng vô cùng, nghĩa là chỉ có sức kháng tác động dầm và hệ số mất ổn định cắt $k = 5,0$:

$$V_n = V_{cr} = CV_p = 0,58CF_{yw}Dt_w \tag{5.151}$$

trong đó sẽ không có sức kháng cắt tăng thêm do sự làm việc sau mất ổn định.

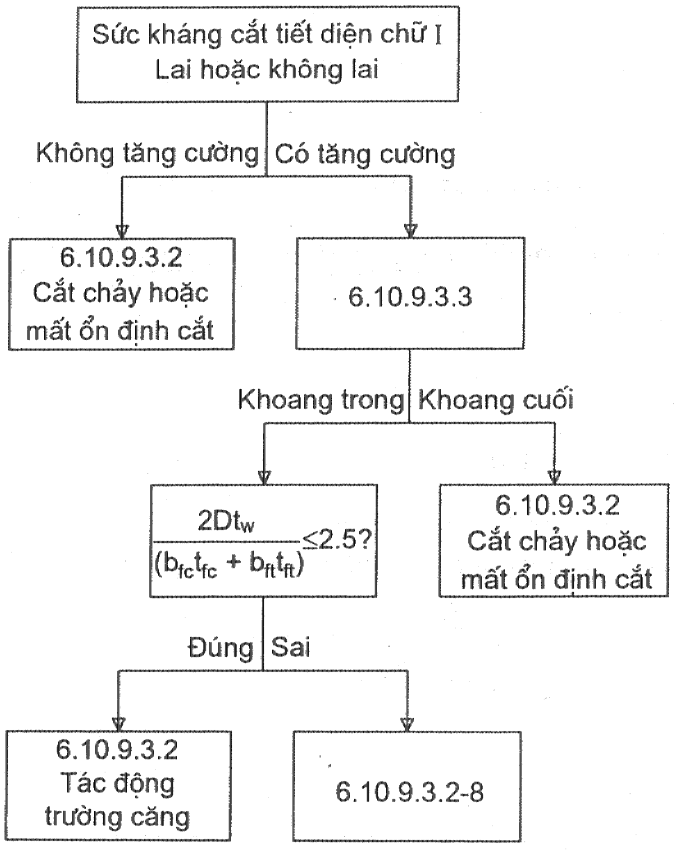
Đối với vách không có sườn tăng cường dọc, sườn tăng cường ngang phải được bố trí nếu

$$\frac{D}{t_w} > 150 \tag{5.152}$$

Điều này cũng nói lên rằng với $D/t_w > 150$, khoảng cách giữa của sườn tăng cường đối với khoang trong nhỏ hơn 3D và được xác định theo công thức:

$$d_o \le D\left(\frac{260}{D/t_w}\right)^2 \tag{5.153}$$

và ta dễ thấy khoảng cách lớn nhất sườn tăng cường ngang đối với khoang trong là 3D ứng với $D/t_w = 150$. Để tránh sự làm việc sau mất ổn định trong khoang cuối nơi mà trường kéo không được neo, sườn tăng cường khoang cuối phải đặt nhỏ hơn $d_0 \le 1,5D$.



Hình 5.86. *Sơ đồ thiết kế sức kháng cắt của tiết diện chữ I*

Ví dụ 5.17. Xác định sức kháng cắt của vách trong tiết diện chữ I như được thể hiện ở ví dụ 5.4. Cấp thép là 250. Trong khoang cuối, khoảng cách sườn tăng cường là 1500 mm, tức là không lớn hơn $1,5D = 1,5 \times 1050 = 1575$ mm.

Lực cắt dẻo sẽ là:

$$V_p = 0,58F_{yw}Dt_w = 0,58 \times 250 \times 1050 \times 10 = 2436 \text{ (kN)}$$

Hệ số hình dạng được tính:

$$\alpha = \frac{d_0}{D} = \frac{1500}{1050} = 1,429 .$$

Khi đó hệ số mất ổn định cắt là:

$$k = 5,0 + \frac{5,0}{(d_0/D)^2} = 5,0 + \frac{5,0}{(1,429)^2} = 7,45$$

Kiểm tra điều kiện:

$$\frac{D}{t_w} = \frac{1050}{16} = 65,6 < 1,12\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 1,12\sqrt{\frac{200000 \times 7,45}{250}} = 88,78$$

Do đó:

$$C = 1,0$$

Mặt khác, kiểm tra điều kiện:

$$\frac{2Dt_w}{b_{fc}t_{fc} + b_{ft}t_{ft}} = \frac{2 \times 1050 \times 16}{300 \times 25 + 400 \times 25} = 1,92 \le 2,5$$

Sức kháng cắt danh định được tính:

$$V_n = V_p\left[C + \frac{0,87(1-C)}{\sqrt{1+(d_0/D)^2}}\right] = 2436 \times [1+0] = 2436 \text{ (kN)}$$

và sức kháng cắt có hệ số của vách là:

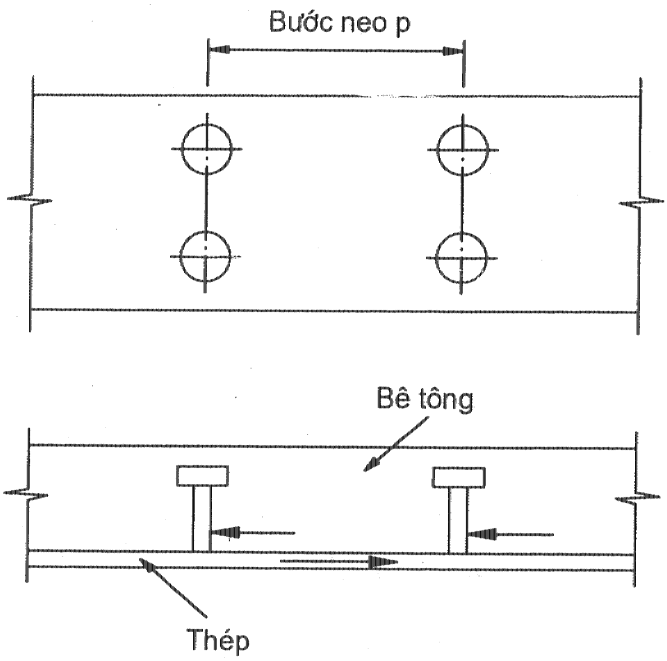
$$V_r = \phi_v V_n = 1,0 \times 2436 = 2436 \text{ (kN)}$$

5.8. NEO CHỐNG TRƯỢT

Để phát triển toàn bộ sức kháng uốn của kết cấu liên hợp, cần phải chống lại lực cắt nằm ngang tại bề mặt tiếp xúc giữa tiết diện thép và bản bê tông. Để chống lại lực cắt này, các neo được hàn vào biên trên của dầm thép và được chôn vào bản bê tông. Các neo chống trượt này có nhiều loại đã được trình bày ở phần 5.4.2.3. Tuy nhiên, chỉ có neo hình nấm (xem hình 5.87) được trình bày ở đây.

Trong cầu liên hợp nhịp đơn giản, neo chống trượt được bố trí dọc theo suốt chiều dài nhịp. Trong cầu liên hợp liên tục, neo chống cắt thường được bố trí theo suốt chiều

dài cầu. Việc đặt neo trong vùng mô men âm sẽ ngăn cản sự chuyển tiếp đột ngột từ liên hợp sang không liên hợp và hỗ trợ việc duy trì tính tương thích về uốn trong suốt chiều dài cầu.



Hình 5.87. Các lực tác dụng lên neo chống trượt

Đầu neo chống cắt có đường kính lớn hơn có khả năng chịu trượt ngang và chống lại sự tách rời theo phương đứng của bản bê tông và dầm thép. Các tính toán không được đưa ra để kiểm tra sức kháng này. Các thí nghiệm cho thấy rằng các dạng phá hoại liên quan chịu cắt của neo hoặc phá hoại bê tông. Mũ neo hình nấm không có khả năng tách ra khỏi bê tông khi chịu cắt và có thể được xem có đủ khả năng chống lại sự tách rời đó.

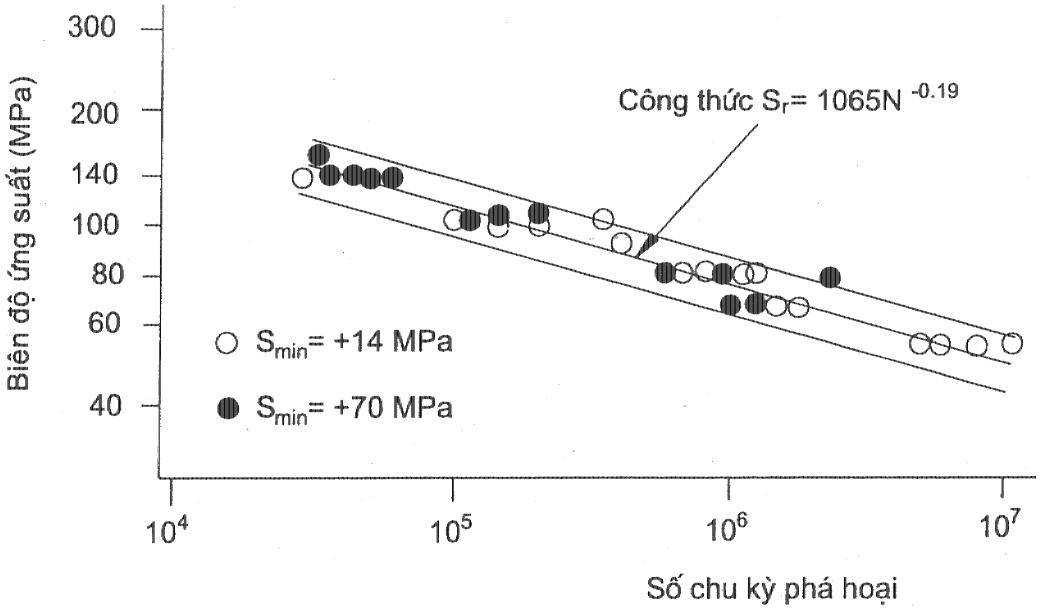
Các số liệu từ thí nghiệm được dùng để tìm ra các công thức thực nghiệm về sức kháng neo hình nấm. Các thí nghiệm cho thấy rằng để phát huy hết khả năng của neo, chiều cao của neo hình nấm ít nhất bằng bốn lần đường kính thân neo. Vì vậy, điều kiện này cũng là yêu cầu về thiết kế.

Hai trạng thái giới hạn phải được xem xét khi xác định sức kháng của neo chống trượt hình nấm: mỏi và cường độ. Trạng thái giới hạn mỏi được kiểm tra với biên độ ứng suất đàn hồi. Trạng thái giới hạn cường độ phụ thuộc vào sự làm việc dẻo và sự phân bố lại lực cắt nằm ngang trong các neo.

5.8.1. Trạng thái giới hạn mỏi của neo hình nấm

Với các thí nghiệm của Slutter và Fisher, biên độ ứng suất cắt được tìm thấy như một yếu tố khống chế ảnh hưởng đến tuổi thọ mỏi của neo. Cường độ bê tông, tuổi bê tông, phương của neo, kích thước, và ứng suất nhỏ nhất không ảnh hưởng đáng kể đến sức kháng mỏi. Như vậy, sức kháng mỏi của neo hình nấm có thể được biểu diễn bằng quan hệ giữa biên độ ứng suất cắt cho phép S_r và số chu kỳ tải trọng phá hoại N. Biểu đồ

log-log của các số liệu S – N của neo đường kính 19 mm và 22 mm được thể hiện ở hình 5.88. Ứng suất cắt được tính bằng ứng suất trung bình trên đường kính danh định của neo. Đường trung bình từ kết quả đường hồi quy được cho bởi:



Hình 5.88. *Đường hồi quy của các số liệu thí nghiệm của neo hình nấm (Slutter và Fisher)*

$$S_r = 1065N^{-0,19} \tag{5.154}$$

trong đó: S_r - biên độ ứng suất cắt (MPa);

N - số chu kỳ tải trọng phá hoại xác định ở công thức (3.9).

Số liệu phù hợp đến 90% đường giới hạn ở hình 5.88 và không tìm thấy giới hạn dẻo dai trong 10 triệu chu kỳ tải trọng.

Tiêu chuẩn sức kháng mỏi của neo hình nấm. Theo Tiêu chuẩn thiết kế cầu LRFD của AASHTO 2005, biên độ ứng suất cắt S_r (MPa) trở thành lực cắt cho phép Z_r (N) với tuổi thọ nhất định của chu kỳ tải trọng N bằng cách nhân S_r với diện tích neo, nghĩa là:

$$Z_r = \frac{\pi}{4}d^2S_r = \left(836N^{-0,19}\right)d^2 \tag{5.155}$$

với d là đường kính danh định của neo (mm). Tiêu chuẩn thiết kế cầu LRFD của AASHTO 2005 thể hiện công thức (5.155) bằng:

$$Z_r = \alpha d^2 \geq 19d^2 \tag{5.156}$$

trong đó:

$$\alpha = 238 - 29,5\log N \tag{5.157}$$

Các giá trị α được so sánh trong bảng 5.3 với đại lượng trong ngoặc công thức (5.155) theo các biên độ thí nghiệm N (Biến α này không giống và không liên quan đến tỷ số hình dạng của khoang vách đã trình bày ở phần trước). Biểu thức α ở công

thức (5.157) có giá trị sát với số liệu thực nghiệm. Chú ý rằng hằng số vế phải công thức (5.156) là giá trị 38.0 trong bảng 5.3 tại $N = 6\times10^6$ chia cho 2.

Bảng 5.3. So sánh α với công thức hồi quy

N	$\alpha = 238 - 29,5\log N$ (MPa)	$836N^{-0,19}$ (MPa)
2×10^4	111	127
1×10^5	90,5	93,8
5×10^5	69,9	69,1
2×10^6	52,1	53,1
6×10^6	38,0	43,1

Công thức (5.156) và (5.157) có thể dùng để xác định sức kháng cắt mỏi của một neo đơn có đường kính d với tuổi thọ N. Khoảng cách hoặc bước neo p dọc theo chiều dài nhịp phụ thuộc số lượng neo n trong tiết diện ngang và biên độ lực cắt V_{sr} (N) do xe tải mỏi tại tiết diện tính toán.

Bởi vì mỏi sẽ là cực hạn khi chịu tải trọng lặp nên tiêu chuẩn thiết kế dựa vào các điều kiện đàn hồi. Nếu giả thiết tiết diện liên hợp hoàn toàn thì lực cắt nằm ngang trên đơn vị chiều dài v_h (N/mm) có thể tìm được từ quan hệ quen thuộc:

$$v_h = \frac{V_{sr}Q}{I} \tag{5.158}$$

trong đó: Q - mô men tĩnh của diện tích bản quy đổi đối với trục trung hòa tiết diện liên hợp ngắn hạn (mm^3);

I - mô men quán trính của tiết diện liên hợp ngắn hạn (mm^4).

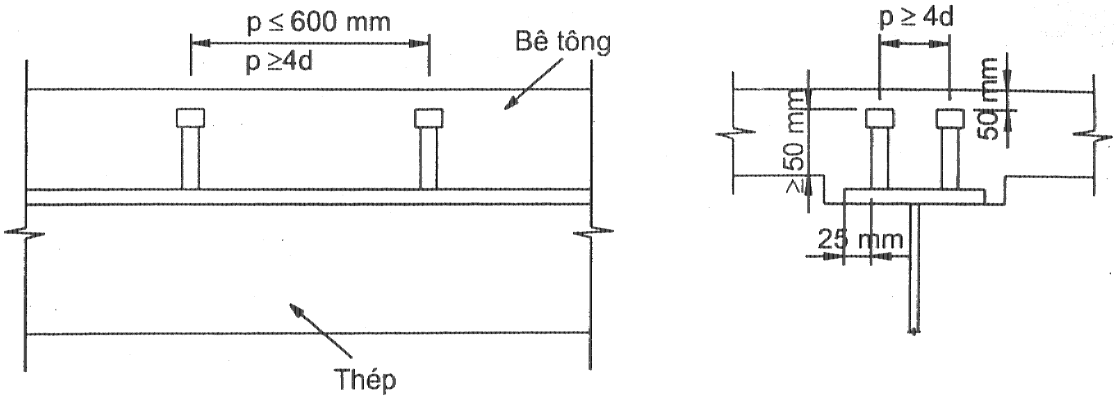
Lực cắt trên đơn vị chiều dài mà do n neo trong tiết diện ngang và bước neo p giữa các neo trong nhóm là:

$$v_h = \frac{nZ_r}{p} \tag{5.159}$$

Từ công thức (5.158) và (5.159), bước neo (mm) được xác định bởi:

$$p = \frac{nZ_rI}{V_{sr}Q} \tag{5.160}$$

Bước neo được tính từ tim đến tim neo và không lớn hơn 600 mm và không nhỏ hơn sáu lần đường kính neo. Khoảng cách neo trong tiết diện ngang không nhỏ hơn bốn lần đường kính neo. Khoảng cách tĩnh giữa mép bản biên trên với mép của neo gần nhất không nhỏ hơn 25 mm. Chiều dày lớp phủ trên đầu neo không nhỏ hơn 50 mm. Ở những nơi mà vút giữa biên trên dầm thép và biên dưới bản bê tông là lớn, neo cần được chôn sâu ít nhất 50 mm trong bản. Các yêu cầu này được thể hiện ở hình 5.89.



Hình 5.89. Bố trí neo

5.8.2. Trạng thái giới hạn cường độ của neo hình nấm

5.8.2.1. Sự làm việc của neo theo trạng thái giới hạn cường độ

Các thí nghiệm của Ollgaard et al. được thực hiện để xác định sức kháng cắt của neo hình nấm được chôn vào bản bê tông. Các tham số được xét trong các thí nghiệm là đường kính neo, số lượng neo, loại cốt liệu bê tông (bê tông nhẹ hay thường), và đặc trưng bê tông. Bốn đặc trưng bê tông được đánh giá là cường độ nén, cường độ kéo lăng trụ, mô đun đàn hồi, và tỷ trọng.

Hai dạng phá hoại được tìm thấy. Dạng thứ nhất là neo bị cắt đứt ra khỏi dầm thép và vẫn chôn trong bản bê tông hoặc bê tông bị phá hoại. Dạng thứ hai là neo tách khỏi bản bê tông cùng với một mảng bê tông. Trong một số trường hợp cả hai dạng phá hoại này cũng phát hiện trong cùng một thí nghiệm.

Từ các số liệu thực nghiệm chỉ ra rằng sức kháng cắt danh định của neo hình nấm Q_n tỷ lệ với diện tích tiết diện neo A_{sc}. Các phân tích đường hồi quy của các biến bê tông cho thấy rằng cường độ chịu nén bê tông $f_c^{'}$ và mô đun đàn hồi E_c là các đặc trưng chủ yếu để xác định sức kháng cắt của neo. Biểu thức thực nghiệm của mô đun đàn hồi bê tông ($E_c = 0{,}043 w_c^{1,5}\sqrt{f_c^{'}}$) bao gồm tỷ trọng bê tông w_c, và vì vậy, ảnh hưởng của loại cốt liệu bê tông, nghĩa là đối với $w_c = 2400$ (kg/m^3):

$$E_c = 0{,}043(2400)^{1,5}\sqrt{f_c^{'}} = 5056\sqrt{f_c^{'}} \qquad (5.161)$$

với $f_c^{'}$ là cường độ chịu nén của bê tông (MPa). Việc kể thêm cường độ chịu kéo lăng trụ trong tính toán không cải thiện đáng kể đến các kết quả thực nghiệm và do vậy, nó không được xét đến trong công thức tính toán.

Tiêu chuẩn đối với neo hình nấm. Sau khi hoàn thiện các luận điểm từ việc phân tích hồi quy để có giá trị thiết kế phù hợp, công thức xác định sức kháng cắt danh định Q_n (N) đối với một neo đơn hình nấm chôn vào bản bê tông là:

$$Q_n = 0{,}5A_{sc}\sqrt{f_c^{'}E_c} \le A_{sc}F_u \qquad (5.162)$$

trong đó: A_{sc} - diện tích tiết diện ngang của neo (mm^2);

f_c' - cường độ chịu nén của bê tông ở 28 ngày (MPa);

E_c - mô đun đàn hồi của bê tông (MPa);

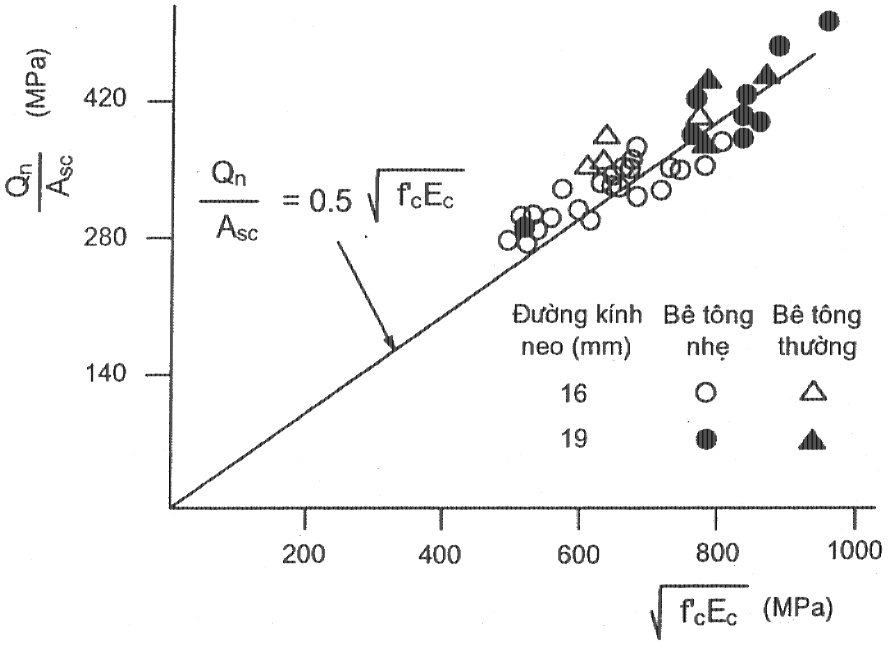
F_u - cường độ chịu kéo nhỏ nhất của thép neo (MPa).

Giới hạn trên của công thức (5.162) được lấy bằng lực kéo cực hạn của thép neo.

Khi công thức (5.162) được so sánh với số liệu thí nghiệm từ hình 5.90, nó cho kết quả hợp lý với sức kháng danh định của neo. Sức kháng có hệ số của neo Q_r phải xét đến sai số của công thức (5.162) khi xác định sức kháng ở trạng thái giới hạn cường độ, nghĩa là:

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n \tag{5.163}$$

trong đó: ϕ_{sc} là hệ số sức kháng của neo lấy bằng 0,85.



Hình 5.90. *So sánh sức kháng của neo với cường độ bê tông và mô đun đàn hồi*

5.8.2.2. Số lượng neo yêu cầu

Nếu bố trí đủ số lượng neo thì sức kháng uốn dương lớn nhất của tiết diện liên hợp có thể được hình thành. Các neo đặt giữa điểm có mô men bằng không và điểm có mô men dương lớn nhất phải chống lại lực nén trong bản tại vị trí có mô men lớn nhất. Sức kháng này được mô tả bằng sơ đồ cân bằng ở hình 5.91 cho hai điều kiện tải trọng khác nhau. Từ sơ đồ cân bằng này, điều kiện cân bằng là:

$$n_s Q_r = V_h$$

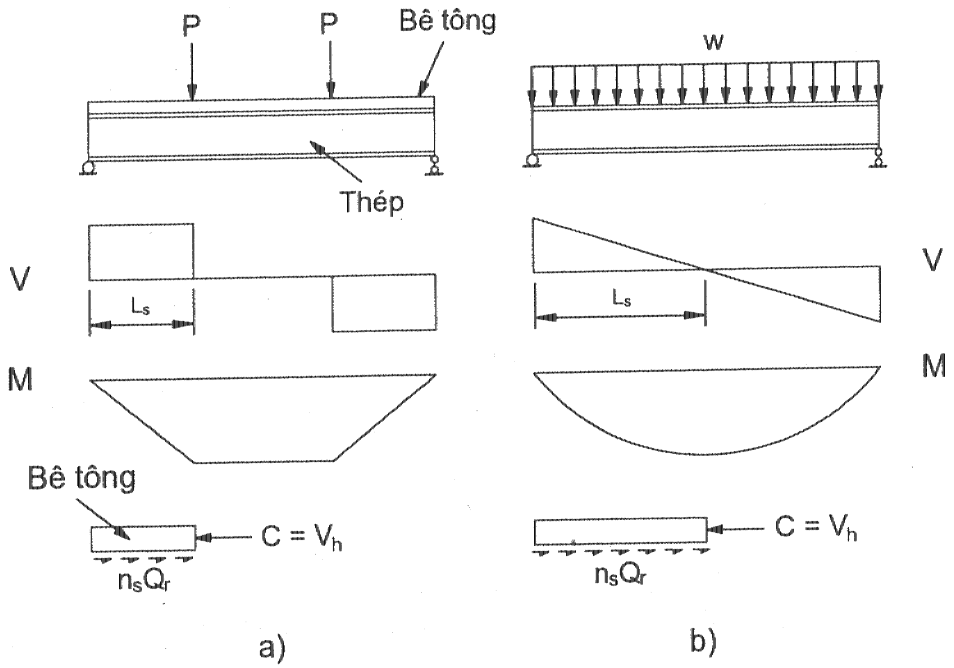
hoặc:

$$n_s = \frac{V_h}{Q_r} \tag{5.164}$$

trong đó: n_s - tổng số neo giữa điểm có mô men bằng không và điểm có mô men dương lớn nhất;

V_h - lực cắt nằm ngang danh định tại mặt tiếp xúc;

Q_r - sức kháng có hệ số của một neo đơn được cho ở công thức (5.162) và (5.163).



Hình 5.91. *Tổng số neo yêu cầu*
a) Tải trọng tập trung; b) Tải trọng phân bố đều

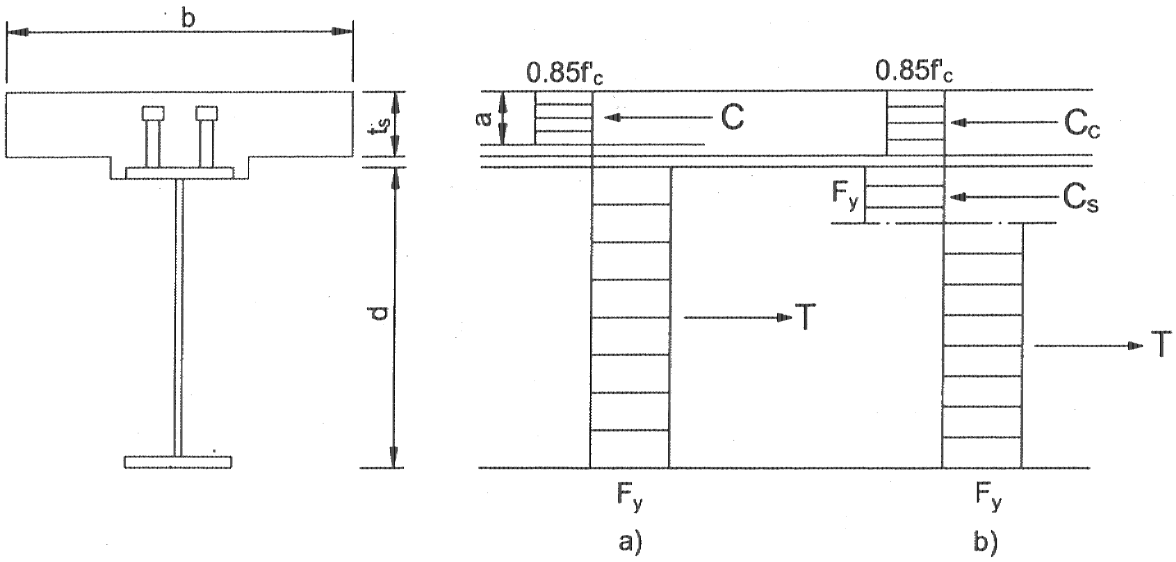
5.8.2.3. Khoảng cách các neo

Khoảng cách giữa các neo dọc theo chiều dài L_s cần phải được tính toán. Đối với tải trọng tập trung ở hình 5.91a, lực cắt thẳng đứng là hằng số. Vì vậy, lực cắt nằm ngang trên đơn vị chiều dài được tính toán từ quan hệ đàn hồi ở công thức (5.159) là hằng số và khoảng cách neo đều nhau. Đối với tải trọng phân bố đều ở hình 5.91b, lực cắt nằm ngang trên đơn vị chiều dài là thay đổi và cho thấy rằng các neo gần nhau ở vị trí gần gối hơn là các neo ở gần giữa nhịp. Các trường hợp này dựa trên lý thuyết đàn hồi. Ở trạng thái giới hạn cường độ, các điều kiện trên sẽ khác đi nếu tính chất dẻo dai cho phép phân bố lại lực cắt nằm ngang.

Để kiểm tra giả thiết các neo có đủ độ dẻo dai để phân bố lại lực cắt nằm ngang, Slutter và Driscoll đã thí nghiệm ba dầm liên hợp đơn giản chịu tải trọng phân bố đều với các khoảng cách neo khác nhau. Qua thí nghiệm này, độ dẻo dai đáng kể được tìm thấy và ứng xử các dầm là giống nhau; và kết luận rằng khoảng cách neo dọc theo chiều dài dầm không quan trọng và có thể được lấy đều nhau.

5.8.2.4. Lực cắt nằm ngang danh định V_h

Tại trạng thái giới hạn cường độ về uốn của tiết diện liên hợp, hai dạng phân bố ứng suất được thể hiện ở hình 5.92. Phần vút để cho neo truyền lực cắt nằm ngang từ bản bê tông vào dầm thép.



Hình 5.92. *Lực cắt nằm ngang danh định*
a) Trục PNA trong bản; b) Trục PNA trong dầm thép

Trong trường hợp thứ nhất, trục trung hòa dẻo PNA ở trong bản và lực nén C nhỏ hơn sức kháng toàn phần của bản. Tuy nhiên, điều kiện cân bằng yêu cầu C bằng lực kéo trong dầm thép, nghĩa là.

$$C = V_h = F_{yw}t_w + F_{yt}b_t t_t + F_{yc}b_c t_c \qquad (5.165)$$

trong đó: V_h - lực cắt nằm ngang thể hiện ở hình 5.89;

F_{yw}, F_{yt}, F_{yc} - cường độ chảy của vách, biên chịu kéo, và biên chịu nén;

D, t_w - chiều cao và bề dày vách;

b_t, t_t - chiều rộng và bề dày bản biên chịu kéo;

b_c, t_c - chiều rộng và bề dày bản biên chịu nén.

Đối với dầm thuần nhất, công thức này sẽ đơn giản hơn:

$$C = V_h = F_y A_s \qquad (5.166)$$

trong đó: F_y - cường độ chảy của thép (MPa);

A_s - diện tích dầm thép (mm^2).

Đối với trường hợp thứ hai, trục PNA nằm trong dầm thép và lực nén $C = V_h$ là sức kháng hoàn toàn của bản bê tông được tính bởi:

$$V_h = 0{,}85 f_c' b t_s \qquad (5.167)$$

trong đó: f_c' - cường độ chịu nén 28 ngày của bê tông (MPa);

b - chiều rộng có hiệu của bản (mm);

t_s - bề dày của bản (mm).

5.8.2.5. Tiết diện liên hợp trong dầm liên tục

Khi vùng mô men âm trong dầm liên tục có kết cấu liên hợp, lực cắt ngang danh định V_h được truyền giữa điểm có mô men bằng không và mô men lớn nhất tại trụ sẽ là

$$V_h = A_r F_{yr} \qquad (5.168)$$

trong đó: A_r - tổng diện tích cốt thép dọc tại trụ trong bề rộng có hiệu của bản (mm^2);

F_{yr} - cường độ chảy của cốt thép (MPa).

Số lượng neo cần thiết trong vùng này được xác định bằng công thức (5.168).

Ví dụ 5.18. Thiết kế neo chống cắt hình nấm của tiết diện liên hợp như được thể hiện ở ví dụ 5.4 trong vùng mômen dương. Dùng neo nấm đường kính 19 mm, chiều cao 100 mm và $F_u = 400$ MPa. Bê tông bản có $f_c' = 30$ MPa và thép dầm cấp 250.

Kiểm tra các yêu cầu cấu tạo

Độ chôn sâu neo vào bê tông: $h - t_h = 100 - 50 = 50$ (mm) ≥ 50 mm

Chiều dày lớp bê tông phủ trên đầu neo: $200 + 50 - 100 = 150$ (mm) ≥ 50 mm

Tỷ số chiều cao và đường kính neo: $h/d = 100/19 = 5{,}26 \geq 4$

Bề rộng bản biên trên tối thiểu để bố trí đủ 2 neo theo phương ngang:

$$b_{fc,min} = 2 \times 25 + 19 \times 1 + 4 \times 19 = 145 \text{ (mm)} \leq b_{fc} = 300 \text{ mm}$$

Bước neo theo phương dọc cầu không lớn 600 mm và không nhỏ hơn $6d = 6 \times 19 = 114$ (mm)

Trạng thái giới hạn mỏi

Để xác định bước neo theo trạng thái giới hạn mỏi, biên độ lực cắt do xe tải mỏi có kể xung kích cần phải được xác định. Biên độ lực cắt này thực chất là sự chênh lệch lực cắt dương và lực cắt âm tại tiết diện tính toán do xe tải mỏi gây ra. Hiệu ứng này có xét đến hệ số xung kích 1,15, hệ số phân bố ngang lớn nhất cho làn xe đơn không kể hệ số làn xe 0,47 (xem Ví dụ 3.2), và hệ số tải trọng 0,75. Trong ví dụ này, dầm biên được xét đến còn các dầm trong được thiết kế tương tự. Dầm nhịp 24 m được chia thành 8 đoạn để xác định lực cắt. Hình 5.93 và bảng 5.4 thể hiện tính toán biên độ lực cắt này.

Bảng 5.4. Biên độ lực cắt do xe tải mỏi (kN)

Tiết diện	Lực cắt dương lớn nhất không hệ số	Lực cắt âm lớn nhất không hệ số	Biên độ lực cắt có hệ số
0	135,8	0	101,8
1	113,8	-9,8	92,7
2	91,9	-19,6	83,6
3	69,9	-29,4	74,5
4	49,0	-49,0	73,5

Sức kháng mỏi của neo được xác định bởi:

$$Z_r = \alpha d^2 \geq 19d^2$$

trong đó: $\alpha = 238 - 29,5\log N$ và $N = 496,10^6$ được tính ở ví dụ 3.1. Khi đó, $\alpha = 238 - 29,5\log\left(496,10^6\right) = -18,5$.

Như vậy, sức kháng mỏi của neo là:

$$Z_r = 19d^2 = 19 \times 19^2 = 6859 \text{ (N)}$$

Bước neo được xác định bởi:

$$p = \frac{nZ_r I}{V_{sr} Q}$$

trong đó:

$I = 25534 \times 10^6$ mm^4 là mô men quán tính của tiết diện liên hợp ngắn hạn:

Q là mô men tĩnh của bản chuyển đổi đối với trục trung hòa của tiết diện liên hợp ngắn hạn, được tính:

$$Q = \frac{1}{8} \times 1830 \times 200 \times 317,8 = 14,5 \times 10^6 \text{ (mm}^3\text{)}$$

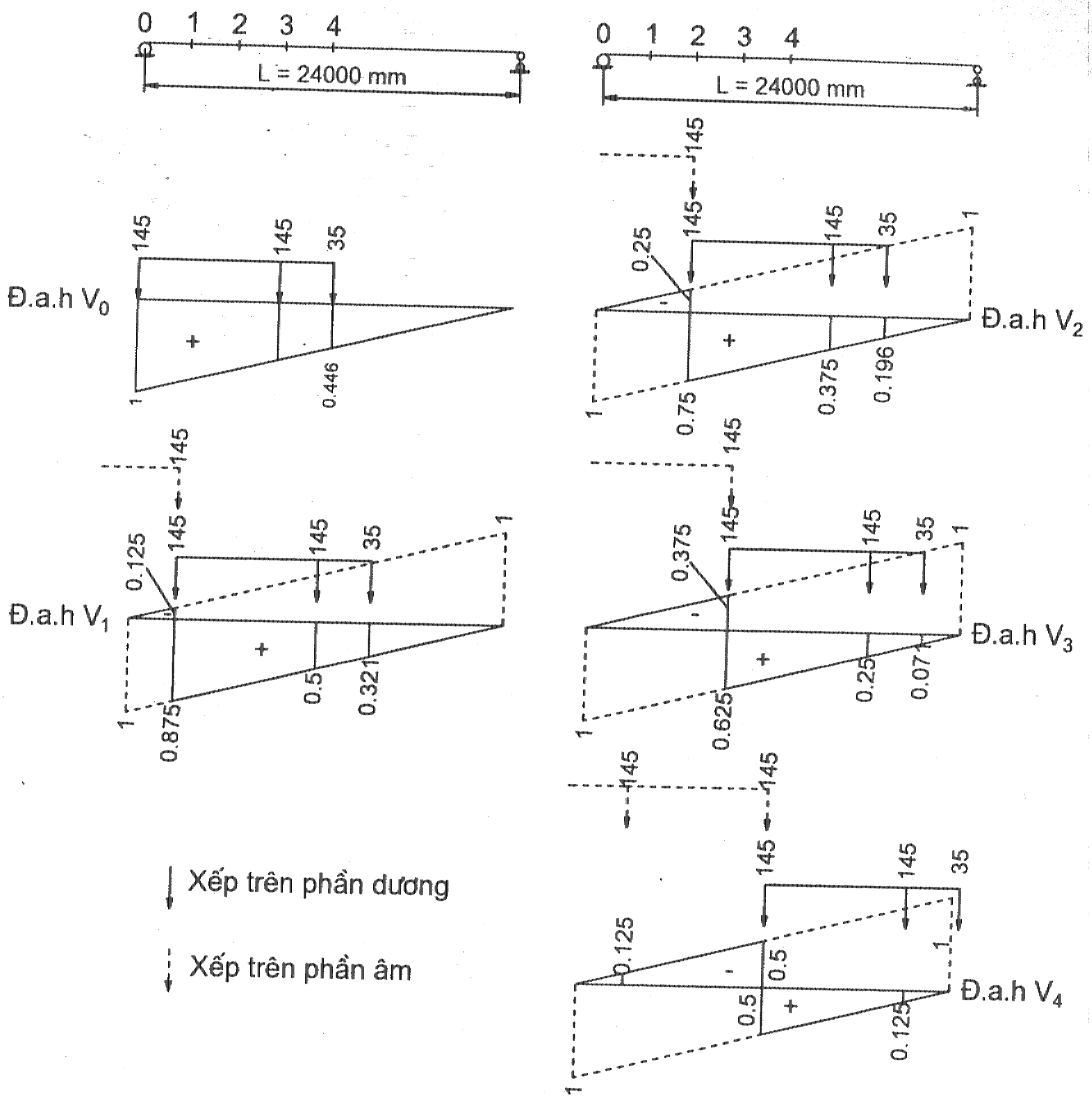
$n = 2$ là số lượng neo trong tiết diện ngang.

Từ đó, bước neo được xác định và thể hiện ở bảng 5.5.

Bảng 5.5. Bước neo yêu cầu (mm)

Tiết diện	0	1	2	3	4
Bước neo	237	260	288	324	328

Bước neo trong bảng 5.5 đều thỏa mãn không lớn hơn 600 mm và không nhỏ hơn $6d = 6 \times 19 = 114$ mm. Vì bước neo yêu cầu trong các đoạn dầm thay đổi không nhiều và để tiện thi công, ta có thể bố trí như sau: đoạn từ gối (0) đến một phần tư nhịp (2) bước neo là 200 mm; và đoạn từ một phần tư nhịp (2) đến giữa nhịp (4) bước neo là 250 mm.



Hình 5.93. *Xác định biên độ lực cắt tại các tiết diện do xe tải mỏi gây ra*

Trạng thái giới hạn cường độ

Tổng số neo cần thiết để thỏa mãn trạng thái giới hạn cường độ giữa điểm có mô men dương lớn nhất và mô men bằng không được tính bằng cách thay công thức (5.161) vào (5.162).

$$n_s = \frac{V_h}{Q_r} = \frac{V_h}{\phi_{sc} Q_n}$$

trong đó $\phi_{sc} = 0{,}85$, Q_n được tính bởi công thức (5.160), và V_h được tính bởi công thức (5.156) hoặc (5.167). Từ công thức (5.161):

$$Q_n = 0{,}5 A_{sc} \sqrt{f_c' E_c} \le A_{sc} F_u$$

Với neo đường kính 19 mm:

$$A_{sc} = \frac{\pi}{4} \times 19^2 = 283{,}5 \ (\text{mm}^2)$$

và với $f_c' = 30$ MPa, công thức (5.161) trở thành:

$$E_c = 5056\sqrt{f_c'} = 5056\sqrt{30} = 27693 \text{ (MPa)}$$

Khi đó

$$Q_n = 0,5A_{sc}\sqrt{f_c'E_c} = 0,5\times 283,5\times\sqrt{30\times 27693} = 129,2 \text{ (kN)}$$

và giới hạn trên là:

$$A_{sc}F_u = 283,5\times 400 = 113,4 \text{ (kN)}$$

Vì vậy, $Q_n = 113,4$ kN.

Lực cắt nằm ngang danh định phải nhỏ hơn giá trị ở công thức (5.166) và (5.167). Từ công thức (5.166) với A_s là diện tích dầm thép:

$$V_h = F_yA_s = 250\times 34300 = 8575 \text{ (kN)}$$

Từ công thức (5.166) với $b = 1830$ mm và $t_s = 200$ mm

$$V_h = 0,85f_c'bt_s = 0,85\times 30\times 1830\times 200 = 9333 \text{ (kN)}$$

(Có thể xem ví dụ 5.6)

Vì vậy, $V_h = 8575$ kN và tổng số neo cần thiết nằm trong vùng từ mô men bằng không đến mô men dương lớn nhất là:

$$n_s = \frac{V_h}{\phi_{sc}Q_n} = \frac{8575}{0,85\times 192,2} \approx 54 \text{ (neo)}$$

Theo trạng thái giới hạn cường độ, bước neo sẽ là:

$$p = \frac{12000}{54/2} = 444 \text{ (mm)}$$

Vậy, kết hợp bước neo khi tính theo trạng thái giới hạn mỏi và cường độ, ta thấy rằng bước neo tính theo trạng thái giới hạn mỏi sẽ là khống chế (thường là như vậy). Từ đó, bố trí neo chống trượt là đoạn từ gối đến một phần tư nhịp bước neo là 200 mm; và đoạn từ một phần tư nhịp đến giữa nhịp bước neo là 250 mm.

5.9. SƯỜN TĂNG CƯỜNG

Vách của dầm thép cán thường có tỷ lệ cân xứng mà chúng có thể đạt đến giới hạn chảy khi uốn và giới hạn chảy khi cắt mà không mất ổn định. Các tỷ lệ này không có trong nhiều dầm thép tổ hợp và dầm hộp và để không mất ổn định vách cần phải được tăng cường. Cả sườn tăng cường ngang và dọc có thể được sử dụng để cải thiện sức kháng của vách. Nói chung, sườn tăng cường ngang làm tăng sức kháng cắt trong khi đó sườn tăng cường dọc làm tăng sức kháng của vách khi mất ổn định uốn.

5.9.1. Sườn tăng cường ngang trung gian

Sườn tăng cường ngang trung gian không ngăn cản mất ổn định cắt của khoang vách, nhưng nó xác định đường biên của khoang vách mà trong đó mất ổn định xảy ra. Các

sườn tăng cường này làm việc như thanh chống chịu nén trong trường kéo để có thể phát triển được sức kháng cắt sau mất ổn định (xem hình 5.78). Thiết kế sườn tăng cường ngang trung gian bao gồm độ mảnh, độ cứng, và cường độ.

5.9.1.1. Độ mảnh

Khi lựa chọn về dày và chiều rộng sườn tăng cường ngang trung gian (xem hình 5.94), độ mảnh của các phần tử chìa ra phải được giới hạn để ngăn cản mất ổn định cục bộ. Đối với phần tử chìa ra chịu nén, công thức xác định độ mảnh sẽ là

$$\frac{b_t}{t_p} \le k\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \tag{5.169}$$

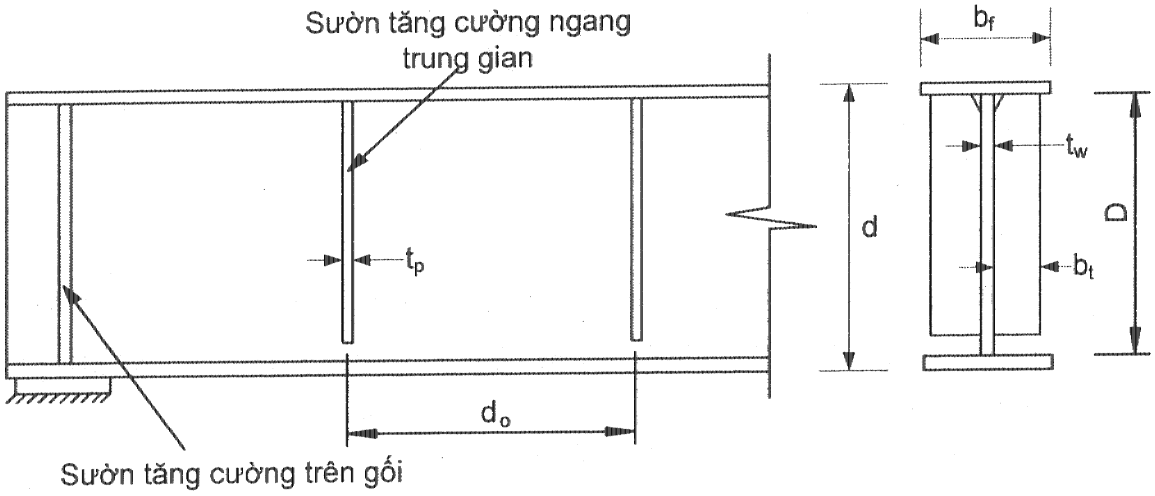
trong đó: b_t - chiều rộng của sườn tăng cường chìa ra;

t_p - bề dày của sườn tăng cường;

k - hệ số mất ổn định tấm;

F_{ys} - cường độ chảy của sườn tăng cường.

Đối với tấm được đỡ dọc một cạnh, $k = 0,45$ đối với cánh chìa ra không thuộc bộ phận thép cán.



Hình 5.94. *Sườn tăng cường ngang*

Ngoài ra, có những quy định theo kinh nghiệm. Bề rộng sườn tăng cường b_t không nhỏ hơn 50 mm cộng với một phần ba mươi chiều cao dầm thép d và không nhỏ hơn một phần tư bề rộng của bản biên b_f. Hơn nữa, độ mảnh b_t/t_p phải nhỏ hơn 16.

Yêu cầu của tiêu chuẩn. Tất cả yêu cầu độ mảnh của sườn tăng cường ngang trung gian được tóm tắt bằng hai biểu thức trong Tiêu chuẩn thiết kế cầu AASHTO LRFD 2005 về giới hạn chiều rộng b_t cho mỗi sườn tăng cường:

$$50 + \frac{d}{30} \le b_t \le 0,48 t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \tag{5.170}$$

và

$$0,25b_f \le b_t \le 16t_p \tag{5.171}$$

5.9.1.2. Độ cứng

Sườn tăng cường ngang trung gian xác định đường biên phương đứng của khoang vách. Chúng phải đủ độ cứng để duy trì độ thẳng tương đối và cho phép vách phát triển cường độ sau mất ổn định.

Bằng cách xét quan hệ độ cứng tương đối giữa độ cứng của sườn tăng cường $(EI)_t$ và độ cứng của tấm vách $(EI)_w$, một tham số không thứ nguyên là:

$$\gamma_t = \frac{(EI)_t}{(EI)_w}$$

trong đó:

$$(EI)_w = \frac{EDt_w^3}{12(1-\mu^2)}$$

Khi đó:

$$\gamma_t = \frac{12(1-\mu^2)I_t}{Dt_w^3} \tag{5.172}$$

trong đó: μ - hệ số Poisson;

D - chiều cao vách;

t_w - bề dày vách;

I_t - mô men quán tính của sườn tăng cường ngang trung gian lấy đối với mép liên kết với vách nếu là sườn đơn, và đối với điểm giữa bề dày vách nếu là sườn đôi.

Với $\mu = 0,3$, công thức (5.172) có thể viết lại:

$$I_t = \frac{Dt_w^3}{10.92}\gamma_t \tag{5.173}$$

Đối với vách không có sườn tăng cường dọc, giá trị γ_t để đảm bảo rằng vẫn duy trì được ứng suất cắt mất ổn định cực hạn τ_{cr} được tính gần đúng là:

$$\gamma_t = m_t\left(\frac{21}{\alpha} - 15\alpha\right) \ge 6 \tag{5.174}$$

trong đó: α - tỷ số hình dạng d_0/D;

m_t - hệ số phóng đại cho phép phát triển cường độ sau mất ổn định và ảnh hưởng của việc chế tạo không chính xác.

Lấy $m_t = 1,3$ và rồi thay công thức (5.174) vào (5.173), ta được:

$$I_t = 2,5Dt_w^2\left(\frac{1}{\alpha} - 0,7\alpha\right) \geq 0,55Dt_w^2 \tag{5.175}$$

Tiêu chuẩn về độ cứng sườn tăng cường ngang trung gian. Tiêu chuẩn thiết kế cầu AASHTO LRFD 2005 đưa ra yêu cầu về mô men quán tính của bất kỳ sườn tăng cường ngang bằng hai công thức:

$$I_t \geq d_0 t_w^3 J \tag{5.176}$$

và

$$J = 2,5\left(\frac{D_p}{d_0}\right)^2 - 2,0 \geq 0,5 \tag{5.177}$$

trong đó: d_0 - khoảng cách sườn tăng cường trung gian;

D_p - chiều cao vách D nếu vách không có sườn tăng cường dọc, và bằng chiều cao khoang phụ D^* của vách có sườn tăng cường dọc.

Thay công thức (5.177) với $D_p = D$ vào công thức (5.176) và dùng $\alpha = d_0/D$, ta được:

$$I_t \geq 2,5Dt_w^2\left(\frac{1}{\alpha} - 0,8\alpha\right) \geq 0,5d_0 t_w^3 \tag{5.178}$$

So sánh công thức (5.178) với (5.175), ta thấy công thức của tiêu chuẩn tương tự với công thức từ lý thuyết.

5.9.1.3. Cường độ

Diện tích tiết diện ngang của sườn tăng cường ngang trung gian phải đủ lớn để chịu thành phần thẳng đứng của ứng suất chéo trong vách. Diện tích yêu cầu dưới đây dựa vào nghiên cứu của Basler (1961a). Tải trọng dọc trục trong sườn tăng cường ngang đã xác định bằng công thức (5.138). Bằng cách thay quan hệ của σ_t từ công thức (5.143) vào công thức (5.138), và sử dụng định nghĩa $C = \tau_{cr}/\tau_y$, lực nén trong sườn tăng cường ngang trung gian trở thành:

$$F_s = Dt_w\sigma_y(1-C)\frac{\alpha}{2}\left(1 - \frac{\alpha}{\sqrt{1+\alpha^2}}\right) \tag{5.179}$$

với σ_y là cường độ chảy của khoang vách. Công thức này có thể viết dưới dạng không thứ nguyên bằng cách chia cho $D^2\sigma_y$:

$$F(\alpha,\beta) = \frac{F_s}{D^2\sigma_y} = \frac{1}{2\beta}(1-C)\left(\alpha - \frac{\alpha^2}{\sqrt{1+\alpha^2}}\right) \tag{5.180}$$

với β là tỷ số độ mảnh của vách D/t_w. Khi ở giai đoạn đàn hồi, biên độ C được cho ở bảng 5.2. Đặt $\varepsilon_y = F_{yw}/E$ và lấy k bằng:

$$k = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2} \tag{5.181}$$

biểu thức đối với C trở thành:

$$C = \frac{1,57}{(D/t_w)^2}\left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right) = \frac{1,57}{\varepsilon_y \beta^2}\left(5,34 + \frac{4}{\alpha^2}\right) \tag{5.182}$$

Thay công thức (5.182) vào (5.180), ta được:

$$F(\alpha,\beta) = \left[\frac{1}{2\beta} - \left(4.2 + \frac{3.1}{\alpha^2}\right)\frac{1}{\varepsilon_y \beta^3}\right]\left(\alpha - \frac{\alpha^2}{\sqrt{1+\alpha^2}}\right) \tag{5.183}$$

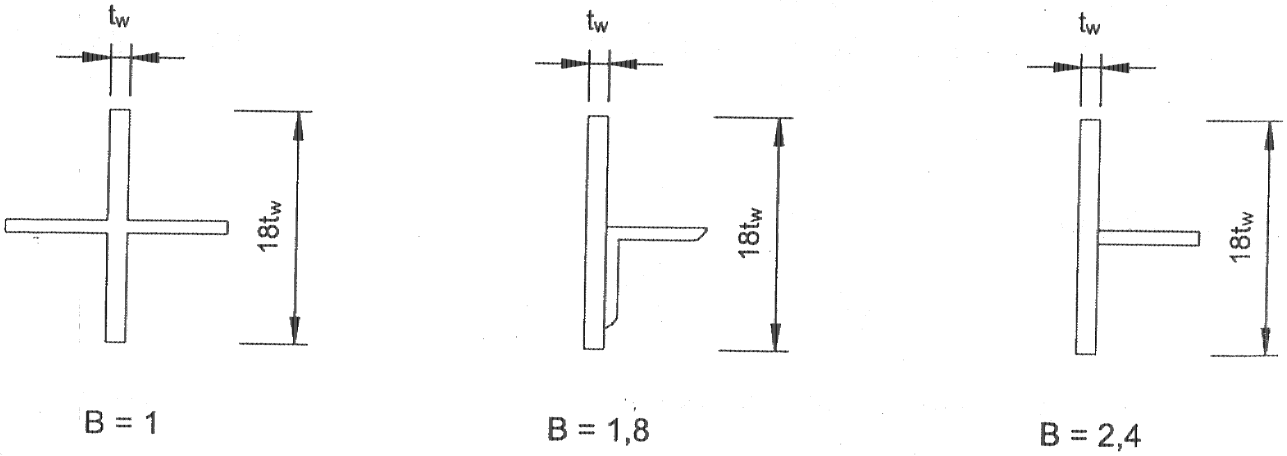
Lực lớn nhất trong sườn tăng cường ngang có thể được tìm thấy bằng đạo hàm riêng công thức (5.183) đối với α và β, cho bằng không và giải hệ hai phương trình. Kết quả là $\alpha = 1,18$ và $\beta = 6,22\sqrt{\varepsilon_y}$. Thay $\alpha = 1,18$ vào công thức (5.183), lực dọc lớn nhất trong sườn tăng cường ngang

$$\max F_s = 0,14 D t_w \sigma_y (1 - C) \tag{5.184}$$

là lực dọc trong sườn tăng cường nếu sức kháng cắt lớn nhất của khoang vách được sử dụng, nghĩa là $V_u = \phi V_n$ (V_u là lực cắt do tải trọng có hệ số gây ra). Đối với $V_u \le \phi V_n$, lực dọc trong sườn tăng cường được giảm tuyến tính, nghĩa là:

$$F_s = 0,14 D t_w F_{yw} (1 - C)\frac{V_u}{\phi V_n} \tag{5.185}$$

trong đó: $F_{yw} = \sigma_y$ là cường độ chảy của khoang vách.



Hình 5.95. *Hằng số sườn tăng cường ngang trung gian* B

Công thức (5.185) áp dụng cho một cặp sườn tăng cường ngang trung gian đặt đối xứng hai bên vách (xem hình 5.93). Một cách bố trí khác là sườn tăng cường đơn ở một

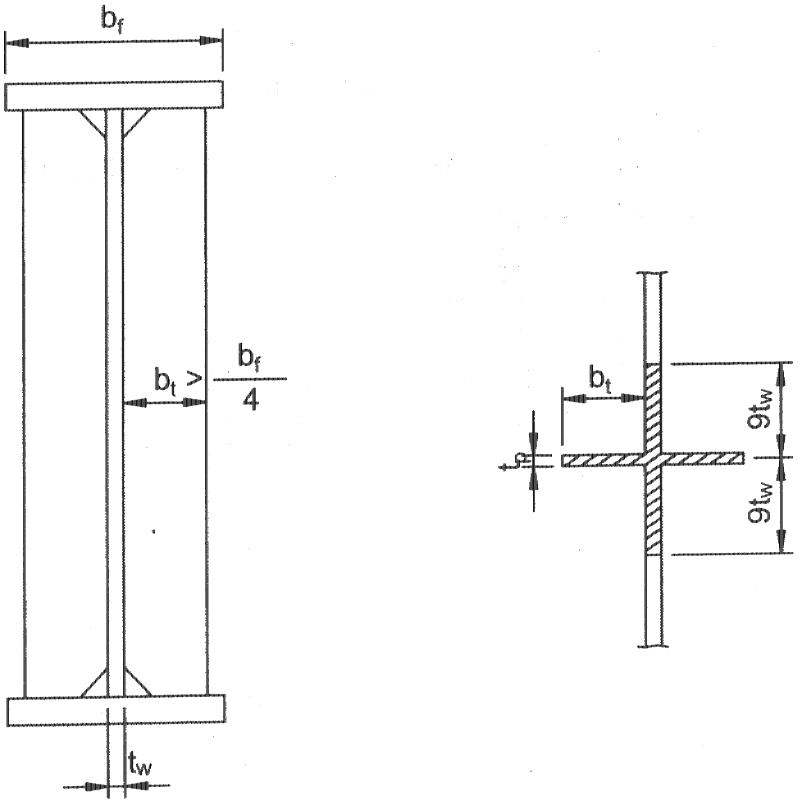
mặt của vách. Basler cho thấy rằng đối với sườn tăng cường hình chữ nhật bố trí một bên cần ít nhất 2,4 lần diện tích của một cặp sườn tăng cường. Ông cũng cho rằng sườn tăng cường dùng thép góc đều cạnh bố trí một bên cần ít nhất 1.8 lần diện tích của một cặp sườn tăng cường. Vì vậy, một công thức tổng quát hơn có thể dùng cho các dạng bố trí này được viết:

$$F_s = 0{,}14BDt_wF_{yw}(1-C)\frac{V_u}{\phi V_n} \tag{5.186}$$

trong đó: B được xác định ở hình 5.95.

Tiêu chuẩn về cường độ sườn tăng cường ngang trung gian. Một phần vách có thể giả thiết tham gia chịu lực dọc thẳng đứng. Tiêu chuẩn thiết kế cầu AASHTO LRFD 2005 giả thiết chiều dài có hiệu của vách bằng $18t_w$ cùng làm việc với sườn tăng cường (xem hình 5.96). Lực do vách chịu có thể bị trừ vào lực trong sườn tăng cường ở công thức (5.186), nghĩa là:

$$F_s = 0{,}14BDt_wF_{yw}(1-C)\frac{V_u}{\phi V_n} - 18t_w^2F_{yw} \tag{5.187}$$



Hình 5.96. *Phần vách cùng làm việc với sườn tăng cường*

Diện tích A_s của sườn tăng cường ngang trung gian cần thiết để chịu tác động trường kéo của vách được tìm thấy bằng cách chia công thức (5.187) cho cường độ của sườn tăng cường F_{crs}, nghĩa là:

$$A_s \geq \left[0{,}15B\frac{D}{t_w}(1-C)\frac{V_u}{V_r}-18\right]\left(\frac{F_{yw}}{F_{crs}}\right)t_w^2 \qquad (5.188)$$

trong đó: $V_r = \phi V_n$ và hằng số 0.14 được làm tròn thành 0,15 và

$$F_{crs} = \frac{0{,}31E}{\left(b_t/t_p\right)^2} \leq F_{ys} \qquad (5.189)$$

Ví dụ 5.19. Xác định kích thước của sườn tăng cường trung gian bố trí một bên vách đối với tiết diện chữ I trong ví dụ 5.4 và được thể hiện ở hình 5.97. Dùng thép cấp 250 cho sườn tăng cường. Tại tiết diện có sườn tăng cường ngang thứ hai cách gối 1500 mm, lực cắt có hệ số do các tải trọng gây ra là 445 kN.

Độ mảnh

Kích thước sườn tăng cường được lựa chọn thỏa mãn các yêu cầu về độ mảnh và sau đó mới kiểm tra độ cứng và cường độ.

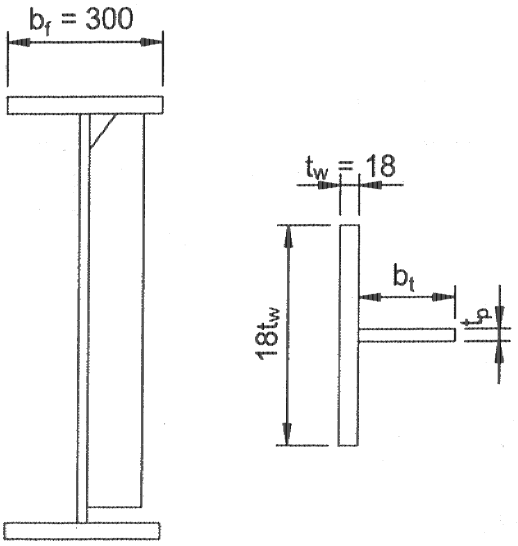
Từ công thức (5.162), bề rộng của sườn tăng cường phải thỏa mãn:

$$b_t \geq 0{,}25b_f = \frac{300}{4} = 75 \text{ (mm)}$$

và bề dày của sườn tăng cường:

$$t_p \geq \frac{b_t}{16} = \frac{75}{16} = 4{,}7 \text{ (mm)}$$

Bề dày nhỏ nhất của sườn tăng cường là 8 mm. Ta thử chọn kích thước sườn tăng cường trung gian có tiết diện chữ nhật là 100 × 10 mm.



Hình 5.97. *Ví dụ 5.17*

Mặt khác, kích thước sườn tăng cường phải thỏa mãn công thức (5.170):

$$b_t \geq 50 + \frac{d}{30} = 50 + \frac{1050+25+25}{30} = 86{,}8 \text{ (mm)}$$

và

$$b_t \le 0,48 t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} = 0,48 \times 10 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 135,8 \ \text{(mm)}$$

Theo yêu cầu độ mảnh, kích thước sườn tăng cường trung gian 100 × 10 mm là thỏa mãn.

Độ cứng

Mô men quán tính của sườn tăng cường một bên được tính đối với cạnh liên kết của sườn tăng cường:

$$I_t = \frac{1}{3} t_p b_t^3 = \frac{1}{3} \times 10 \times 100^3 = 3,33 \times 10^6 \ \text{(mm}^4\text{)}$$

Từ công thức (5.176) và (5.177), mô men quán tính phải thỏa mãn:

$$I_t \ge d_0 t_w^2 J$$

với

$$J = 2,5\left(\frac{D_p}{d_0}\right)^2 - 2,0 = 2,5\left(\frac{1050}{1500}\right)^2 - 2,0 = -0,78$$, ta lấy $J = 0,5$. Khi đó,

$$I_t = 3,33 \times 10^6 \ge d_0 t_w^3 J = 1500 \times 16^3 \times 0,5 = 3,07 \times 10^6 \ \text{(mm}^4\text{)}$$

Cường độ

Diện tích tiết diện sườn tăng cường:

$$A_s = 100 \times 10 = 1000 \ \text{(mm}^2\text{)}$$

phải thỏa mãn công thức (5.188):

$$A_s \ge \left[0,15B\frac{D}{t_w}(1-C)\frac{V_u}{V_r} - 18\right]\left(\frac{F_{yw}}{F_{crs}}\right)t_w^2$$

trong đó:

$$F_{crs} = \frac{0,31E}{\left(b_t/t_p\right)^2} \le F_{ys}$$

Với $B = 2,4$ và từ ví dụ 5.15 $V_r = \phi_v V_n = 2436$ kN và $C = 1,0$. Vì vậy,

$$F_{crs} = \frac{0,31E}{\left(b_t/t_p\right)^2} = \frac{0,31 \times 200000}{(100/10)^2} = 620 > F_{ys} = 250 \ \text{(MPa)}$$, dùng cấp 250

và

$$A_s = 1000 \ge \left[0,15 \times 2,4\frac{1050}{16}(1-1,0)\frac{445}{2436} - 18\right]\left(\frac{250}{250}\right)16^2 = -4608 \ \text{(mm}^2\text{)}$$

Như vậy, cường độ không là khống chế và vách có thể phát triển sức kháng cần thiết (Vách có bề dày 16 mm là tương đối dày). Độ cứng và các yêu cầu về hình học sẽ là khống chế (Chú ý trường hợp này phù hợp với vách dày).

5.9.2. Sườn tăng cường gối

Sườn tăng cường gối là sườn tăng cường ngang được đặt tại các vị trí phản lực gối và nơi có tải trọng tập trung. Tải trọng tập trung được truyền qua các biên dầm và được đỡ bởi hai đầu sườn tăng cường. Sườn tăng cường gối liên kết với vách và tạo ra đường biên thẳng đứng chịu lực neo do cắt trong tác động trường kéo.

5.9.2.1. Dầm thép cán

Sườn tăng cường gối cần thiết đối với vách trong dầm cán tại nơi có lực tập trung khi mà lực cắt có hệ số V_u lớn hơn

$$V_u > 0,75\phi_b V_n \qquad (5.190)$$

trong đó: ϕ_b - hệ số sức kháng đối với gối;

V_n - sức kháng cắt danh định được xác định ở phần 5.7.

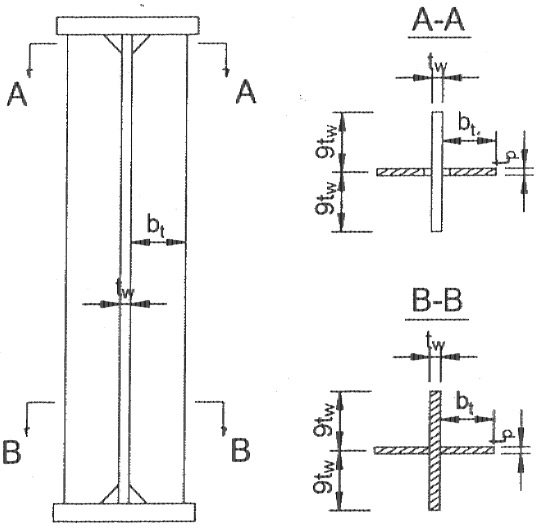
5.9.2.2. Độ mảnh

Sườn tăng cường gối được thiết kế như phần tử chịu nén để chịu lực tập trung thẳng đứng. Chúng thường bao gồm một hoặc nhiều cặp tấm chữ nhật bố trí đối xứng hai bên vách (xem hình 5.98). Chúng kéo dài theo hết chiều cao vách và càng gần mép ngoài bản biên càng tốt. Phần tử chìa ra của sườn tăng cường gối phải thỏa mãn các yêu cầu về độ mảnh

$$\frac{b_t}{t_p} \le 0,48\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \qquad (5.191)$$

trong đó: b_t, t_p - chiều rộng và bề dày của phần tử chìa ra;

F_{ys} - cường độ chảy sườn tăng cường.



Hình 5.98. *Sườn tăng cường gối*

5.9.2.3. Sức kháng ép mặt

Hai đầu sườn tăng cường gối phải được mài nhẵn áp chặt vào bản biên để tiếp nhận phản lực, biên dưới chịu phản lực gối và biên trên chịu các lực tập trung từ kết cấu nhịp. Nếu không được mài nhẵn, sườn tăng cường gối phải được gắn vào biên chịu tải bằng mối hàn rãnh ngấu hoàn toàn.

Diện tích ép mặt có hiệu nhỏ hơn diện tích nguyên của sườn tăng cường bởi vì đầu của sườn tăng cường được vát chéo để tránh đường hàn góc giữa bản biên và vách dầm (xem mặt cắt A-A hình 5.98). Sức kháng ép mặt dựa vào diện tích ép mặt này và cường độ chảy F_{ys} của sườn tăng cường:

$$B_r = \phi_b \left(1,4 A_{pn} F_{ys}\right) \tag{5.192}$$

trong đó: B_r - sức kháng ép mặt có hệ số;

ϕ_b - hệ số sức kháng ép mặt;

A_{pn} - diện tích thực của phần chìa ra của sườn tăng cường.

5.9.2.4. Sức kháng dọc trục

Sườn tăng cường gối cùng với một phần vách làm việc như một cột chịu lực nén dọc trục (xem mặt cắt B-B hình 5.98). Diện tích có hiệu của cột được lấy bằng diện tích của tất cả các sườn tăng cường cộng với một dãi vách kéo dài từ tâm sườn tăng cường không lớn hơn $9t_w$ về mỗi bên.

Bởi vì sườn tăng cường gối ép chặt vào bản biên làm ngăn cản biến dạng xoay ở hai đầu, và chiều dài có hiệu của cột hai đầu khớp KL có thể được lấy 0.75D với D là chiều cao vách. Mô men quán tính của tiết diện cột dùng để tính bán kính quán tính được lấy đối với đường tâm của vách. Người thiết kế thường bỏ qua sự tham gia của vách khi tính mô men quán tính và đơn giản lấy bằng tổng các mô men quán tính của các sườn tăng cường đối với mép liên kết với vách.

Sức kháng dọc trục có hệ số P_r được tính bởi

$$P_r = \phi_c P_n \tag{5.193}$$

trong đó: ϕ_b - hệ số sức kháng nén;

P_n - sức kháng nén danh định được tính toán trong phần 6.7.3.

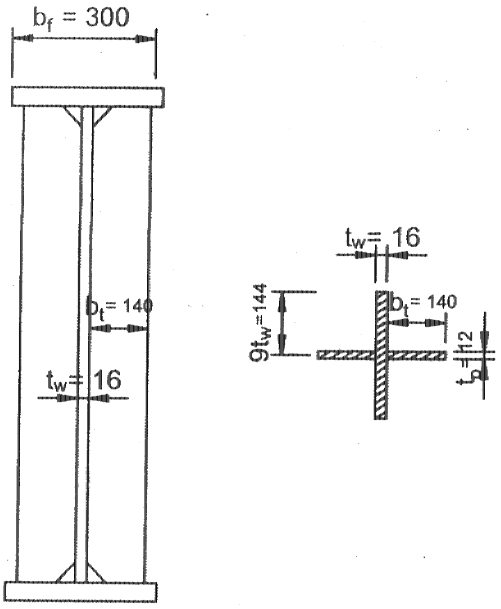
Ví dụ 5.20. Lựa chọn sườn tăng cường gối cho tiết diện chữ I dùng ở ví dụ 5.19 và được thể hiện ở hình 5.99 để chịu một phản lực tập trung không có hệ số 468 kN. Dùng cấp thép 250 cho sườn tăng cường.

Độ mảnh

Chọn bề rộng sườn tăng cường gối $b_t = 140$ mm để đỡ bản biên rộng $b_f = 300$ mm, bề dày tối thiểu t_p phải thỏa mãn

$$\frac{b_t}{t_p} \le 0,48\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} = 0,48\sqrt{\frac{200000}{250}} = 13,58 \rightarrow t_p \ge \frac{140}{13,58} = 10,3 \ (mm)$$

Ta chọn kích thước sườn tăng cường gối là 140 × 12 mm.



***Hình 5.99.** Sườn tăng cường gối*

Sức kháng ép mặt

Diện tích yêu cầu của tất cả sườn tăng cường gối có thể được tính từ công thức (5.192) với $B_r = 468$ kN, $\phi_b = 1{,}0$ (bề mặt mài nhẵn), và $F_{ys} = 250$ MPa:

$$B_r = \phi_b\left(1{,}4A_{pn}F_{ys}\right) \rightarrow A_{pn} = \frac{468\times10^3}{1{,}4\times250} = 1337 \ (\text{mm}^2)$$

Sườn tăng cường gối được vát chéo góc 45° với chiều cao vát $4t_w = 64$ mm. Khi đó diện tích thực của nó là $(140-64)12 = 912$ mm^2. Vì vậy, với việc dùng 2 sườn tăng cường gối, diện tích thực của nó là:

$$2\times912 = 1824 > 1337 \ (\text{mm}^2).$$

Sức kháng dọc trục

Diện tích có hiệu của tiết diện cột chịu nén là:

$$A = 2A_s + 18t_w^2 = 2\times140\times12 + 18\times16^2 = 7968 \ (\text{mm}^2)$$

Mô men quán tính của các sườn tăng cường gối đối với đường tâm vách là:

$$I = 2I_0 + 2A_s y^2 = 2\times\frac{1}{12}\times12\times140^3 + 2\times140\times12\times\left(\frac{140}{2}+\frac{16}{2}\right)^2 = 25{,}9\times10^6 \ (\text{mm}^4)$$

Bán kính quán tính của tiết diện cột chịu nén được tính:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{25{,}9\times10^6}{7968}} = 57 \ (\text{mm})$$

Khi đó, độ mảnh của cột là:

$$\frac{KL}{r} = \frac{0{,}75\times1050}{57} = 13{,}8 < 120$$

Theo công thức (6.23), xác định:

$$\lambda = \left(\frac{KL}{\pi r}\right)^2 \frac{F_y}{E} = \left(\frac{13,8}{\pi}\right)^2 \frac{250}{200000} = 0,024 < 2,25$$

và do vậy, sức kháng nén danh định được tính bởi công thức (6.25):

$$P_n = 0,66^{\lambda} F_y A_s = 0,66^{0,024} \times 250 \times 7968 = 1972 \text{ (kN)}$$

Sức khánh nén có hệ số được xác định:

$$P_r = \phi_c P_n = 0,9 \times 1972 = 1775 > 468 \text{ (kN)},$$

Vậy, hai sườn tăng cường gối 140 × 12 mm được sử dụng và bố trí như ở hình 5.99.

Chương VI

THIẾT KẾ CẦU DÀN THÉP

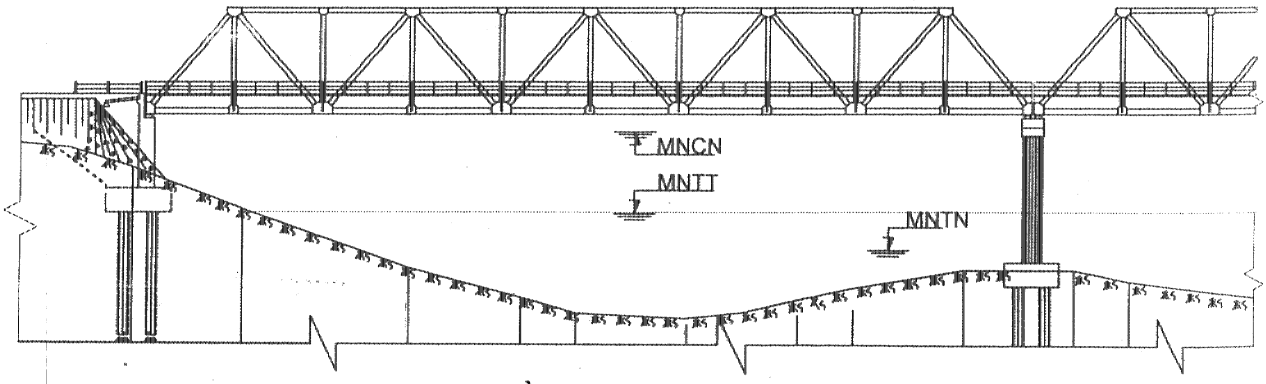
6.1. GIỚI THIỆU CHUNG

6.1.1. Khái niệm

Với các cầu dầm nhịp lớn, để phát triển khả năng chịu uốn, người ta thường phải tăng chiều cao dầm để tăng khả năng chịu uốn nhưng khi đó phải tăng chiều dày vách để chịu cắt và ổn định. Chính vì vậy, kết cấu dầm trở nên nặng nề, tốn thép và không kinh tế. Nếu tập trung vật liệu tấm vách làm thành các thanh xiên cùng với các thanh biên trên và dưới thì tạo thành kết cấu dàn sẽ tiết kiệm vật liệu hơn.

Kết cấu cầu dàn hay dầm có vách hở là kết cấu làm việc giống như dầm nhưng các thanh chính chủ yếu chịu ứng suất dọc trục. Các thanh được liên kết tạo thành hệ các tam giác kín. Theo ý tưởng này, các đầu thanh tại nút xoay tự do độc lập với các thanh khác. Nếu điều này không xảy ra thì sẽ xuất hiện thêm ứng suất thứ yếu; cũng như nếu tải trọng tác dụng ngoài nút thì trong các thanh sẽ chịu uốn. Mặc dù kết cấu dàn đã từng được người La Mã cổ đại sử dụng, nhưng dạng dàn hiện đại được hình thành do Andrea Palladio, một kiến trúc sư người Ý thế kỷ XVI. Từ đó cho đến nay, cầu dàn đã được phát triển nhiều dạng.

Do đặc điểm chịu lực như vậy, với những nhịp 40-50 m, cầu dàn thép có chi phí vật liệu ít hơn cầu dầm nhưng do cấu tạo, thi công phức tạp nên giá thành lại đắt hơn so với cầu dầm. Thực tế thấy rằng khi nhịp 50-80 m mà áp dụng cho cầu dàn có đường xe chạy trên và cầu dầm thì chúng có giá thành ngang nhau. Nếu nhịp lớn hơn dùng cầu dàn có đường xe chạy dưới (hình 6.1) thì chi phí rẻ hơn nhiều. Tuy nhiên, ngày nay việc phát triển mạnh mẽ cầu dây văng trên đường ô tô nên cầu dàn thép ít được quan tâm hơn. Đối với các cầu đường sắt do dàn có ưu điểm cơ bản là độ cứng lớn nên cầu dàn thép vẫn tỏ ra là biện pháp kinh tế và có hiệu quả cho các nhịp lớn hơn 50-60 m.



Hình 6.1. *Cầu dàn có đường xe chạy dưới*

Khi chiều cao kiến trúc cầu không hạn chế thì tốt nhất nên bố trí cầu dàn có đường xe chạy trên do nó có cấu tạo đơn giản và mố trụ có kích thước nhỏ hơn. Trong cầu dàn có đường xe chạy trên, mặt cầu đặt trực tiếp ở mức biên trên của dàn nên mặt cầu có thể làm rộng hơn khoảng cách giữa hai giàn chủ biên với giải pháp cấu tạo đơn giản hơn cầu có đường xe chạy dưới. Việc chọn mặt cầu chạy trên hay chạy dưới phụ thuộc vào điều kiện địa hình và tính kinh tế của từng phương án. Mặt cầu đi trên thường dùng cho các cầu khi chiều cao kiến trúc không hạn chế; khi đó mặt cầu cao, cầu sẽ dài hoặc đất đắp nền đường vào cầu lớn.

Khi chiều cao kiến trúc bị hạn chế cũng như đối với dàn nhịp lớn, ta thường dùng cầu có đường xe chạy dưới. Dàn có đường xe chạy dưới giảm được cao độ nền mặt đường đầu cầu, đặc biệt có ý nghĩa khi gặp địa chất xấu. Do có chiều cao kiến trúc nhỏ nên dàn đường xe chạy dưới được sử dụng nhiều cho các cầu trên đường ô tô và đường sắt. Nhiều cầu còn có thể bố trí đường sắt và ô tô đi chung, khi đó đường sắt bố trí ở giữa còn ô tô bố trí ở hai bên. Ngoài ra cầu có thể chia làm nhiều tầng, trong đó ô tô chạy ở tầng trên và đường sắt bố trí ở dưới.

Đối với các cầu nhịp nhỏ, dàn có đường xe chạy dưới có chiều cao nhỏ. Để đảm bảo tĩnh không trên cầu thì thường không đủ chỗ bố trí hệ giằng dọc và ngang ở biên trên nên thường làm cầu dàn hở. Cầu dàn hở không bố trí được giằng dọc và ngang trên mặt phẳng của các thanh biên trên nên phải có cấu tạo đặc biệt để chịu lực ngang và ổn định trên biên chịu nén. Để đảm bảo điều này, thường tăng cường độ cứng của các thanh đứng, dầm ngang và liên kết cứng giữa chúng.

6.1.2. Đặc điểm của cầu dàn

1. Cầu dàn có những ưu điểm cơ bản về mặt kết cấu là: các thanh dàn chịu lực dọc trục là chủ yếu; và chiều cao dàn lớn hơn so với dầm nên dàn có khả năng chịu lực tốt hơn và tiết kiệm vật liệu hơn dầm cùng khẩu độ. Các yếu tố này đem lại tính kinh tế về vật liệu và trọng lượng của dàn cũng giảm đi. Việc tăng chiều cao cũng làm tăng độ cứng cho dàn và làm cho độ võng giảm đi.

2. Giá thành chế tạo và bảo dưỡng tăng.

3. Cầu dàn thông thường hầu hết là kinh tế đối với nhịp trung bình. Theo truyền thống, nó được sử dụng đối với nhịp trung bình nằm giữa cầu dầm ghép và cầu dây văng. Kỹ thuật xây dựng cầu hiện đại có xu hướng làm tăng nhịp kinh tế cho cả cầu dầm thép và bê tông. Cầu dây văng cũng trở thành đối thủ cạnh tranh với cầu dàn thép. Những yếu tố trên cùng với giá thành chế tạo và xây dựng cầu dàn thép khá cao nên phạm vi áp dụng cầu dàn thép có khuynh hướng bị thu hẹp lại trong những năm gần đây.

4. Dàn thép hầu như trở thành kết cấu chuẩn được tăng cường trong các cầu treo thông thường bởi vì phần lớn khả năng ứng xử với khí động học của nó.

5. Một cầu dàn tương đối nhẹ là một thuận lợi về thi công. Các thanh lần lượt được lắp dựng bằng thiết bị cẩu có năng lực không lớn. Mặt khác, số lượng liên kết hiện

trường có thể giảm đi bằng cách chế tạo và lắp ráp một số khoang lại với nhau hơn là lắp ráp từng khoang tại hiện trường.

6. Như đối với tất cả loại cầu khác, sẽ là quan trọng để đạt được quan hệ thích hợp giữa kết cấu mặt cầu và kết cấu chính. Điều này có thể đạt được một cách tốt nhất bằng cách mặt cầu làm việc với thanh biên dàn chỉ có lực dọc trục. Một cách khác, mặt cầu có thể làm việc độc lập với thanh biên bằng hệ thống khe nối mặt cầu.

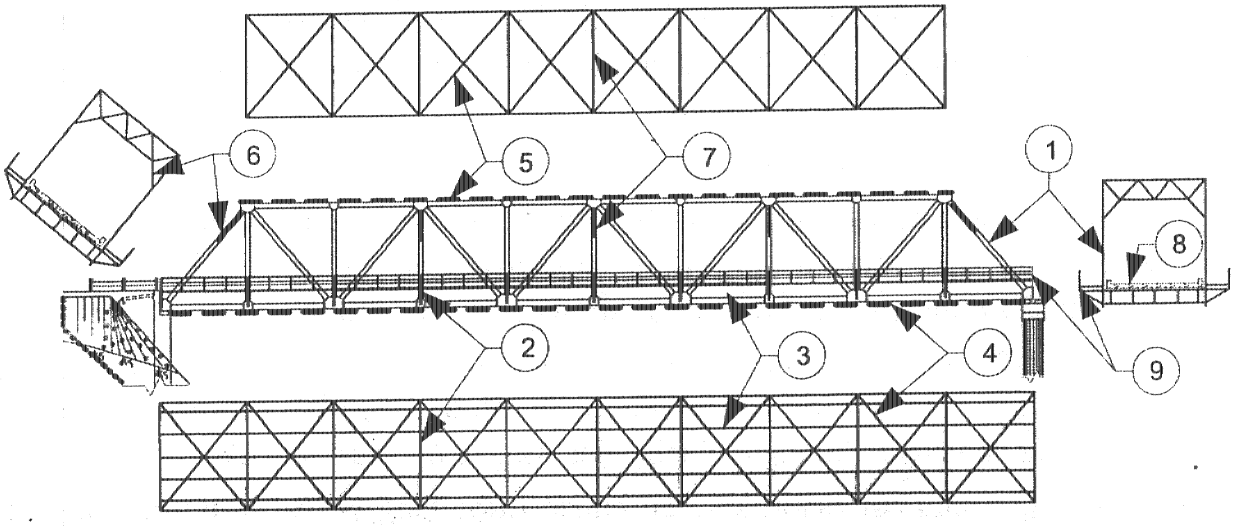
7. Khi so sánh các phương án khác nhau, chiều cao kiến trúc của cầu dàn chạy trên lớn hơn so với cầu dàn đi dưới. Đối với cầu đường sắt vượt qua đường ô tô hoặc đường sắt khác, chiều cao kiến trúc nhỏ của cầu dàn đi dưới là một thuận lợi lớn. Trong một số kết cấu, có thể kết hợp cả hai cách bố trí là dàn đi dưới nhịp chính để có chiều cao kiến trúc nhỏ hơn và nhịp biên bố trí dàn đi trên.

8. Một cầu dàn hiếm khi trông đẹp mắt. Điều này một phần do tính phức tạp theo chiều đứng, sự rắc rối tại nơi giao nhau của các thanh khi nhìn từ bất kỳ góc nào. Trong cầu nhịp lớn, các yếu tố này có thể không quan trọng bởi vì trong một tỷ lệ lớn tác động cách nhìn về nó không nhiều. Trong cầu có nhịp trung bình, nó là cách tốt nhất đem lại một kết cấu đơn giản. Với lý do này, dàn Warren thường trông đẹp hơn so với cách loại dàn khác.

6.1.3. Các bộ phận cơ bản của cầu dàn thép

Các bộ phận cơ bản của cầu dàn thép có đường xe chạy dưới được thể hiện ở hình 6.2. Với cầu có đường xe chạy trên cũng bao gồm các bộ phận cơ bản tương tự, chúng chỉ khác về cao độ mặt cầu và hệ dầm mặt cầu. Các bộ phận cơ bản của cầu dàn thép có thể được tóm lược như sau:

6.1.3.1. Hệ thống dầm mặt cầu và mặt cầu



Hình 6.2. *Các bộ phận cơ bản trong cầu dàn thép*

1- dàn chủ; 2- hệ dầm ngang; 3- hệ dầm dọc; 4- hệ liên kết dọc dưới; 5- hệ liên kết dọc trên; 6-cổng cầu; 7- hệ liên kết ngang; 8- mặt cầu đường xe chạy; 9- lan can và đường bộ hành

Bên trên hệ thống dầm mặt cầu là *mặt cầu* có tác dụng đỡ trực tiếp lớp phủ mặt cầu và hoạt tải trên cầu.

Hệ thống dầm mặt cầu có thể bao gồm hệ dầm dọc và dầm ngang. Trong đó hệ *dầm dọc* dùng để đỡ bản mặt cầu và truyền tải trọng xuống các dầm ngang. Hệ *dầm ngang* dùng để đỡ hệ dầm dọc, tiếp nhận tải trọng từ hệ dầm dọc và bản mặt cầu rồi truyền tải trọng vào các nút của dàn chủ.

6.1.3.2. Dàn chủ

Thanh biên gồm có thanh biên trên và dưới chịu lực nén và kéo gây ra do uốn.

Thanh vách bao gồm thanh xiên và thanh đứng. Trong dàn có biên song song, thanh xiên chống lại lực cắt trong dàn. Thanh đứng chịu các tải trọng trong khoang.

Thanh giằng gồm một cặp thanh xiên có dạng chữ X trong khoang dàn mà khi bố trí một thanh xiên đơn chịu ứng suất đổi dấu.

Cổng cầu được đặt ở hai đầu dàn để chịu tải trọng ngang và truyền từ biên trên xuống gối cầu. Với mục đích này, các thanh liên kết trong cổng cầu được bố trí ở mức trên cùng.

Nút dàn là nơi giao nhau các thanh dàn. Các nút giữa các biên trên hoặc biên dưới được gọi là khoang dàn.

6.1.3.3. Hệ liên kết

Hệ liên kết dọc được bố trí trong mặt phẳng biên trên và biên dưới giữa hai mặt phẳng dàn. Chúng tạo ra độ cứng cho kết cấu và cũng truyền tải trọng ngang về hai đầu dàn.

Hệ liên kết cổng cầu được bố trí ở hai đầu dàn trong mặt phẳng cổng cầu và truyền tải trọng nằm ngang từ hệ liên kết dọc trên xuống gối cầu.

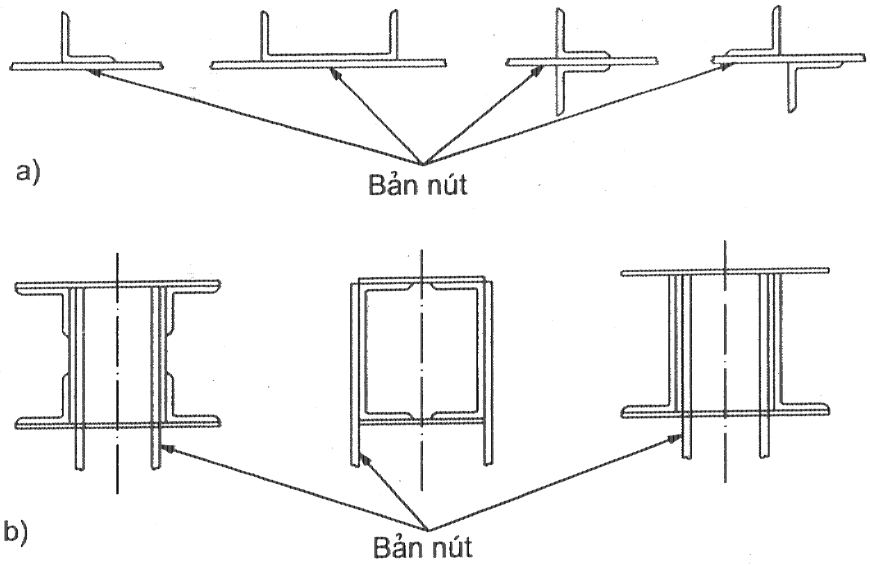
Hệ liên kết ngang thường được bố trí tại mức thanh biên trên ở các khoang trong để tạo ra độ cứng chống xoắn cũng như phân bố tải trọng ngang lên hệ liên kết dọc.

6.1.3.4. Các bộ phận khác

Có thể bao gồm hệ thống lan can, đường bộ hành, bó vỉa, chiếu sáng, cấp thoát nước, điện dân dụng và công nghiệp, cáp quang,...

6.2. BỐ TRÍ KẾT CẤU CẦU DÀN

Dàn có thể có một mặt phẳng hoặc hai mặt phẳng dàn. Đối với một mặt phẳng, tất cả các bản nút nằm trong một mặt phẳng và mỗi nút chỉ có một bản nút để các thanh liên kết vào. Các thanh này thông thường là một thép góc hoặc thép máng, hai thép góc hoặc thép máng như được thể hiện ở hình 6.3a, và được sử dụng nhiều nhất trong hệ liên kết dọc. Đối với kết cấu chủ yếu, các thanh dàn thường có dạng hộp hoặc chữ H. Bản nút có hai bản song song cần thiết để liên kết với các thanh dàn này mà được gọi là dàn có hai mặt phẳng (xem hình 6.3b).



Hình 6.3: *Các thanh dàn*
a) Trong một mặt phẳng; b) Trong hai mặt phẳng

6.2.1. Chiều dài nhịp

Cầu dàn nói chung tương đối dễ lắp ráp bởi vì thường dùng thiết bị nhẹ. Sự lắp ráp các nút được liên kết bằng máy móc ở hiện trường tương đối nặng nhọc. Bởi vậy, đối với cầu dàn ô tô chiều dài nhịp ít kinh tế nếu nhỏ hơn 35 m. Tuy nhiên, đối với cầu đường sắt do tải trọng nặng hơn nên chiều dài nhịp kinh tế có thể lớn hơn 45 m. Giới hạn thực tế hiện nay đối với cầu dàn nhịp đơn giản khoảng 240 m cho cầu ô tô và 230 m cho cầu đường sắt. Phạm vi giới hạn này có thể chấp nhận được nhờ cải thiện được vật liệu và tính toán; nhưng khi yêu cầu chiều dài nhịp tăng thì dàn mút thừa hoặc liên tục mang lại nhiều hiệu quả hơn.

Với cầu dàn có một số nhịp, khoảng cách trụ kinh tế nhất được xác định sau khi hoàn thành thiết kế sơ bộ cho kết cấu thượng và hạ bộ. Có một nguyên tắc cho rằng giá thành của một trụ bằng giá thành của một nhịp kể cả hệ dầm mặt cầu. Trong các tính toán thử, số lượng trụ ban đầu được giả thiết có thể tăng hay giảm đi một trụ tương ứng với sự giảm hoặc tăng chiều dài nhịp. Việc tính toán này sẽ đưa đến bức tranh kinh tế về cách bố trí cầu.

6.2.2. Tỷ lệ chiều cao - chiều dài nhịp

Có một số quy định về tỷ số giữa chiều cao và chiều dài nhịp đối với cầu dàn. Tuy nhiên, tỷ số kinh tế phụ thuộc nhiều yếu tố như loại dàn, chiều dài nhịp, tải trọng, yêu cầu sử dụng,... hình 6.4 thể hiện một số sơ đồ dàn thông dụng đã và đang được sử dụng ở nhiều nước trên thế giới.

Đối với dàn nhịp đơn giản, kinh nghiệm cho thấy tỷ lệ giữa chiều cao và chiều dài nhịp từ 1/5 đến 1/8 là kinh tế, một số thiết kế giới hạn tỷ lệ này là 1/10. Đối với dàn liên tục, tỷ lệ này là khoảng 1/12. Bởi vì cầu xe lửa có tải trọng lớn hơn so với cầu ô tô nên chiều cao dàn cao hơn. Tuy nhiên, các nhà thiết kế không có sự tự do hoàn toàn trong

việc lựa chọn chiều cao dàn. Ví dụ, đối với cầu dàn ô tô chạy dưới thì khi chiều cao nhỏ hơn 7,3m sẽ không đủ không gian bố trí hệ liên kết ngang. Tương tự đối với cầu dàn xe lửa chạy dưới thì chiều cao nhỏ nhất là 9,1 m. Xu hướng dùng ô tô hai tầng làm tăng thêm chiều cao nhỏ nhất của dàn.

Năm 1953, Waling đã đưa ra kết quả về trọng lượng dàn nhỏ nhất đối với các cầu dàn xe lửa có nhịp đơn giản, đi dưới và có hai tầng. Các dàn Warren và Pratt được xem xét với các nhịp từ 50-90 m gồm 6-10 khoang. Một số kết luận được đưa ra là:

Để có trọng lượng nhỏ nhất, chiều cao d của dàn có biên song song nhịp L được cho bởi các công thức dưới đây

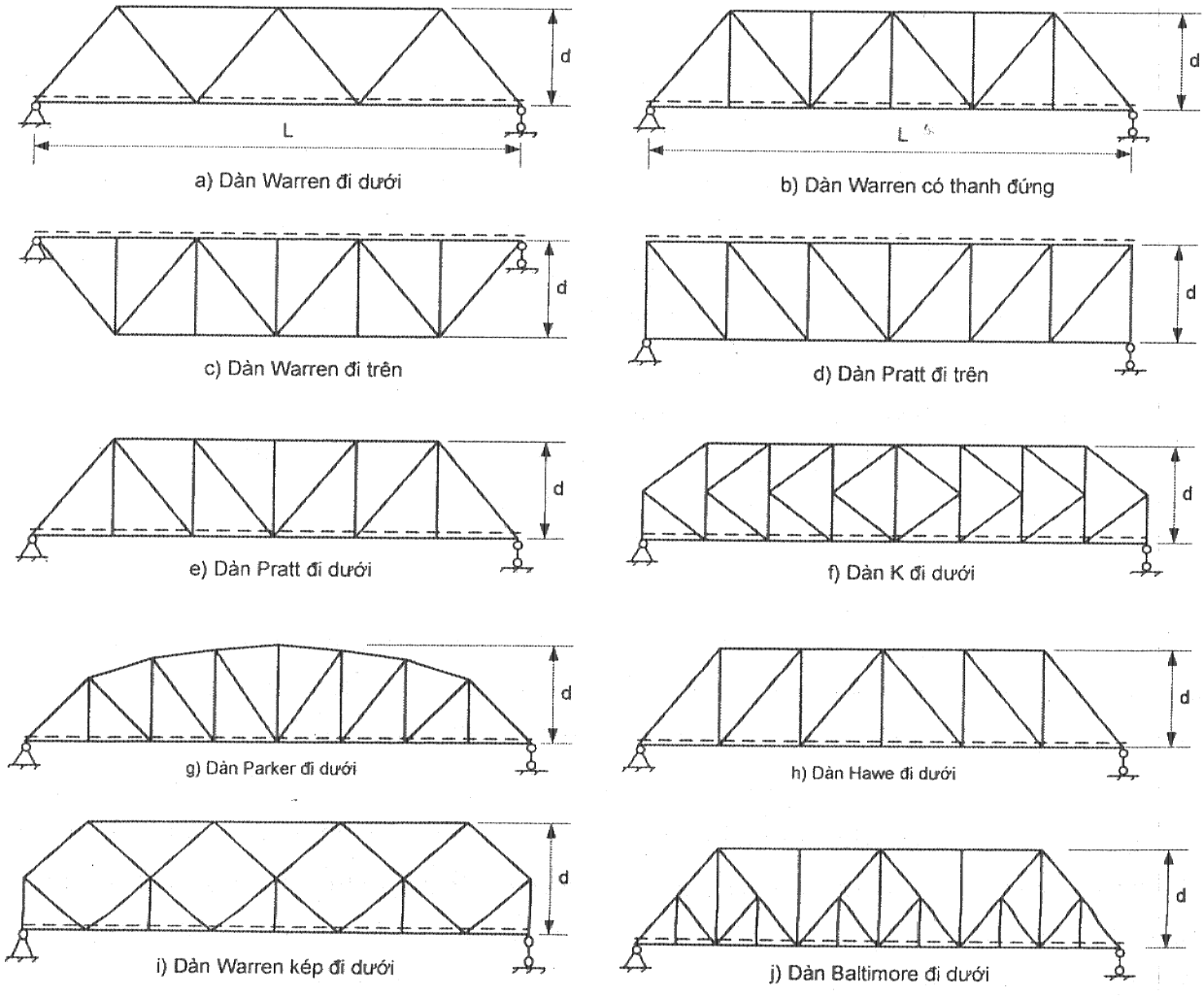
Dàn Pratt: $$d = L(0,381 - 0,0185n) \quad (6.1)$$

Dàn Warren: $$d = L(0,362 - 0,016n) \quad (6.2)$$

với n là số khoang dàn. Khi $n = 10$, cả hai công thức trở thành $L/d = 5$. Ta thấy rằng các công thức này có thể cho kết quả về chiều cao lớn hơn so với thông thường.

Tỷ số tối ưu d/L hầu như độc lập với chiều dài nhịp trong phạm vi xem xét.

Đối với dàn có 6 khoang, dàn Pratt và Warren có cùng trọng lượng. Đối với dàn 10 khoang, dàn Pratt nặng hơn khoảng 10% so với dàn Warren.



Hình 6.4. *Các sơ đồ dàn thông dụng*

Việc lựa chọn loại dàn không ảnh hưởng nhiều đến tổng giá thành và nó có thể được quyết định dựa vào cấu tạo và mỹ học.

6.2.3. Chiều dài khoang

Chiều dài khoang dàn chịu ảnh hưởng bởi góc nghiêng so với phương ngang của thanh xiên. Góc nghiêng của thanh xiên dàn có thể lấy từ 40^o đến 60^o để đạt tính kinh tế, góc nghiêng tối ưu về phương diện chịu lực của dàn là 45^o, với cầu nhịp lớn góc nghiêng này nên chọn lớn hơn 45^o để giảm chiều dài khoang dàn và trọng lượng của hệ mặt cầu. Chiều dài khoang được lựa chọn để đạt đến mục đích thiết kế hệ mặt cầu tối ưu. Nếu khoang dàn quá dài thì giá thành và tĩnh tải của hệ mặt cầu tăng một cách đáng kể. Tĩnh tải của hệ mặt cầu tăng tác dụng lên dàn chủ làm cho kích thước của dàn chủ phải tăng theo. Dàn chia nhỏ ra trở nên kinh tế hơn nếu xét đến điều kiện này. Việc chia dàn thành nhiều khoang nhỏ dẫn đến cấu tạo dàn phức tạp hơn vì có nhiều nút hơn và bản nút có hình thức xấu hơn (hình 6.4i, j).

Đối với dàn Warren có thanh đứng, khoang dàn lấy bằng $(0,6-0,8)$d, và khi không có thanh đứng có thể lấy $(1,0-1,2)$d. Đối với dàn có đường xe chạy trên, chiều dài khoang thường lấy 2-6 m, và đối với đường xe chạy dưới thường lấy 6-10 m.

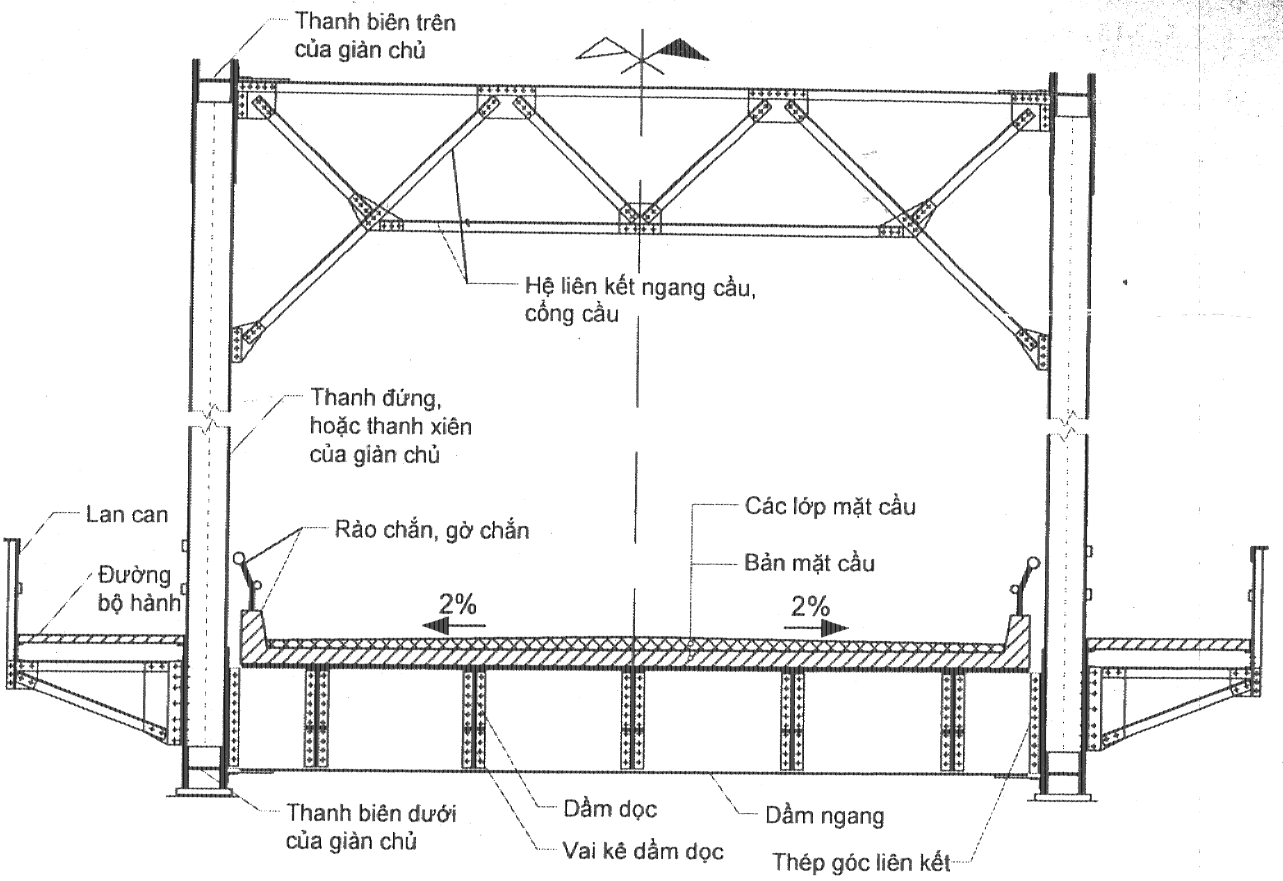
6.2.4. Mặt cắt ngang cầu

Trong hệ thống cầu đi dưới (hình 6.5), khoảng tĩnh không đường xe chạy thường quyết định khoảng cách giữa các dàn chủ. Nếu có đường dành cho người đi bộ thì vị trí thích hợp của đường đi bộ được xem xét và khi đó khoảng cách giữa các dàn chủ sẽ được xác định tương ứng. Thông thường, đường đi bộ được bố trí ra ngoài dàn chủ để giảm khoảng cách giữa các dàn chủ và giảm kích thước mố trụ. Ngoài ra, phải cần xét đến việc bố trí các công trình tiện ích khác như ống dẫn nước, đường điện,...

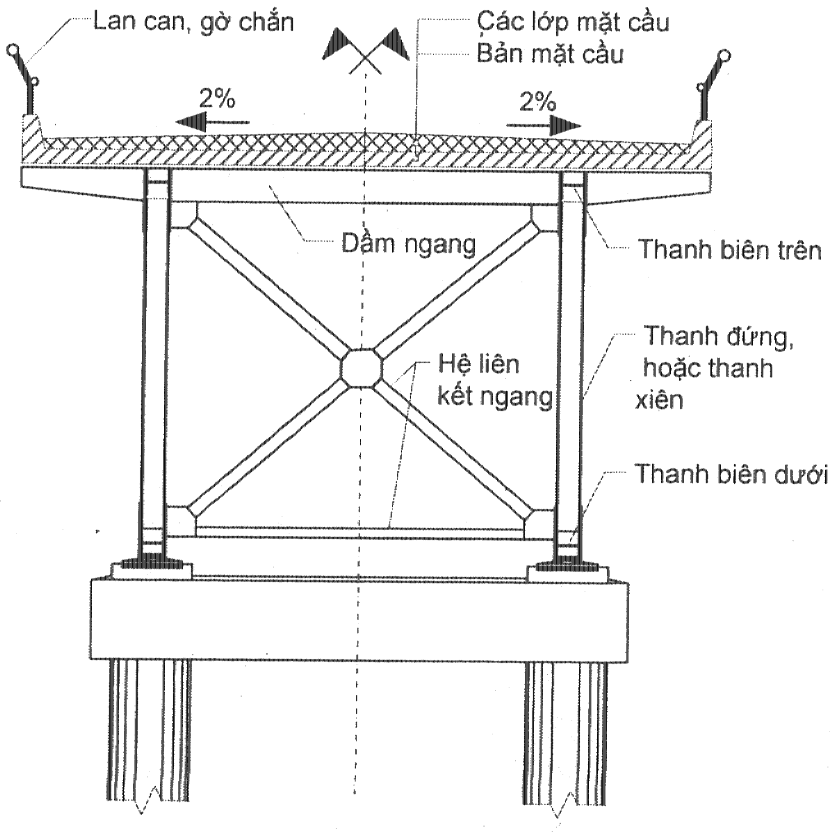
Hình dạng dàn và chiều dài khoang quyết định khoảng cách giữa các dầm ngang bởi vì chúng được bố trí tại nút dàn. Số lượng và khoảng cách giữa các dầm dọc phụ thuộc vào việc chúng được thiết kế như dầm đơn giản giữa các dầm ngang hoặc liên tục trên các dầm ngang, cũng như chúng làm việc liên hợp với bản bê tông mặt cầu hay không. Một cách khác là dùng hệ mặt cầu trực giao mà ở đó dầm dọc liên hợp với mặt cầu thép.

Tĩnh không của hệ liên kết ngang và khung cổng cầu quyết định chiều cao tối thiểu của dàn đi dưới. Hình 6.5 mô tả mặt cắt ngang đặc trưng cho loại cầu này. Trong trường hợp chiều cao tối thiểu không đủ người ta bố trí dạng giàn hở và liên kết các thanh đứng với dầm ngang thành hệ khung cứng để giữ ổn định cho cầu, đặc biên chịu nén.

Trong hệ thống cầu dàn đi trên (hình 6.6), kết cấu được đặt dưới đường xe chạy. Vì vậy, khoảng tĩnh không đường xe chạy không quyết định khoảng cách giữa các dàn chủ và khoảng cách này có thể bố trí gần hơn. Rất có thể khoảng cách giữa các dàn chủ được đưa ra từ điều kiện kinh tế bởi vì hệ liên kết dọc và ngang ngắn hơn cũng như trụ nhỏ hơn. Tuy nhiên, cần chú ý đến khoảng cách dàn chủ phải đủ lớn để đảm bảo ổn định ngang của kết cấu.



Hình 6.5. *Mặt cắt ngang đặc trưng cho cầu dàn đi dưới*



Hình 6.6: *Mặt cắt ngang đặc trưng cho cầu dàn đi trên*

6.2.5. Mặt cầu

Do cầu dàn thường dùng trong cầu nhịp trung bình và nhịp lớn nên kết cấu mặt cầu chiếm một phần đáng kể về tổng tĩnh tải trong cầu. Vì vậy, hệ mặt cầu nhẹ có thể giảm đáng kể tổng tĩnh tải, dẫn đến tính kinh tế trong các bộ phận kết cấu và trụ cầu.

Cầu ô tô thông thường có bản mặt cầu bê tông được đỡ trên hệ thống dầm dọc và dầm ngang và được liên hợp với hệ thống dầm này (hình 6.5 và 6.6). Bản bê tông có thể là bản làm việc theo phương ngang, phương dọc hoặc cả hai phương tùy thuộc vào việc bố trí dầm dọc và dầm ngang. Trường hợp bản làm việc hai phương có thể cho kết quả thiết kế kinh tế nhất khi khoảng cách dầm ngang gần bằng khoảng cách dầm dọc. Tuy nhiên, trường hợp này khó có thể đạt được trong thực tế thiết kế và người thiết kế phải đưa ra khoảng cách dựa vào các tham số khác.

Cầu xe lửa thường có kết cấu mặt cầu hở hoặc mặt cầu đá ba lát. Trong kết cấu mặt cầu hở, đường xe lửa được gắn trên tà vẹt gỗ hoặc thép và được đỡ bởi hệ dầm dọc. Các dầm dọc này bắc qua các dầm ngang mà được bố trí vào nút dàn. Trong mặt cầu đá ba lát, đường xe lửa được đỡ trên đá ba lát đặt trên mặt cầu bê tông và mặt cầu này kê trên hệ thống dầm dọc và dầm ngang tương tự như đối với mặt cầu hở. Kết cấu mặt cầu đá ba lát có tĩnh tải lớn hơn nhiều so với mặt cầu hở. Tuy nhiên, do thuận lợi việc đi lại và duy tu bảo dưỡng dễ dàng nên mặt cầu đá ba lát được dùng nhiều hơn trong các cầu nhịp nhỏ.

Trong các cầu hiện đại, để giảm trọng lượng bản thân, mặt cầu có thể làm bằng thép, còn gọi là mặt cầu trực hướng.

6.3. CẤU TẠO CÁC THANH DÀN CHỦ

Trong cầu dàn, các thanh dàn chủ thường có tiết diện chữ I, H và tiết diện hộp. Để giảm mô men uốn phát sinh trong các thanh dàn, tỉ lệ giữa chiều cao và chiều dài thanh thường chọn không lớn hơn 1/15, nhưng phải lưu ý việc đảm bảo độ mảnh yêu cầu của thanh, đặc biệt là ổn định của thanh chịu nén.

Tiết diện hộp: thường chế tạo với các vách đứng bằng thép máng, thép góc và thép tấm. Các vách này có thể được liên kết với nhau bởi bản giằng, thanh giằng, tấm thép có khoét lỗ hoặc không khoét lỗ. Các cầu hiện đại, thường dùng tiết diện hộp gồm bốn tấm thép được hàn với nhau tạo thành tiết diện hộp kín, ngoại trừ tại đầu thanh khi liên kết vào nút giàn cần khoét lỗ để việc liên kết bu lông được thuận lợi. Tiết diện hộp có ưu điểm hơn các loại tiết diện khác là độ cứng chống uốn và chống xoắn cao hơn, áp dụng hiệu quả hơn đối với các thanh chịu nén, nhất là trong cầu nhịp lớn. Tuy nhiên, việc chế tạo, lắp ráp và bảo dưỡng loại tiết diện hộp khó khăn hơn tiết diện chữ I, H. Ngày nay, do công nghệ luyện thép phát triển, nhiều loại thép hợp kim có khả năng chống rỉ tốt đã thúc đẩy việc ứng dụng loại tiết diện hộp vào trong cầu giàn thép.

Tiết diện chữ I, H: thường chế tạo từ các thép góc và thép tấm, hoặc chỉ bằng các tấm thép hàn với nhau tạo thành chữ I, H. Các vách này có thể được liên kết với nhau bởi

bản giằng, thanh giằng, tấm thép có khoét lỗ hoặc không khoét lỗ. Tiết diện chữ I, H dễ chế tạo, dễ liên kết và dễ bảo dưỡng. Tuy nhiên, chúng có một nhược điểm chủ yếu đó là độ cứng chống uốn và xoắn nhỏ hơn đối với tiết diện hộp. Khuynh hướng dao động do gió và tải trọng động lớn, ổn định kém hơn so với tiết diện hộp. Chính vì vậy tiết diện chữ I, H thường dùng cho các thanh đứng và các thanh chịu kéo là chủ yếu.

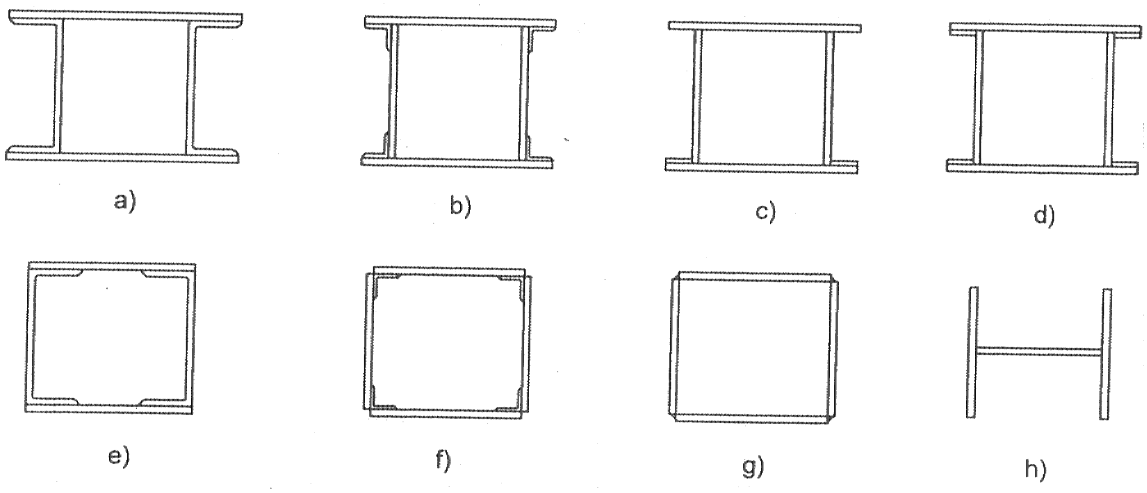
Trong các thanh chịu kéo tiết diện hàn, các phần tử riêng lẻ trong thanh được hàn trong nhà máy và các lỗ liên kết chỉ được bố trí ở hai đầu. Trong các trường hợp như vậy, thanh chịu kéo có thể được thiết kế với sức kháng lớn nhất (chúng được xem như tiết diện nguyên) và tiết diện lỗ có thể được bù đắp bằng cách hàn thêm các tấm cục bộ tại vị trí liên kết.

Nguyên tắc cơ bản khi thiết kế cấu tạo các thanh dàn là thanh phải có đủ diện tích chịu lực, độ mảnh yêu cầu; các thanh chịu nén có độ cứng kháng uốn theo hai phương cùng lớn; dễ liên kết các thanh trong nút dàn; dễ thay đổi tiết diện, dễ tăng cường sửa chữa; và trục các thanh trong dàn giao nhau tại một điểm trong nút dàn.

Các thanh được trình bày dưới đây là các thanh trong cầu dàn nhịp đơn giản.

6.3.1. Các thanh biên và cổng cầu

Hình 6.7 thể hiện một số tiết diện hay dùng đối với các thanh chịu nén và khung cổng cầu, chúng cũng được dùng cho các thanh biên chịu kéo. Các dạng tiết diện hộp có độ cứng lớn hơn và sử dụng rất hiệu quả với những thanh chịu chịu nén. Chúng được chế tạo từ các thép cán hình máng hoặc tổ hợp, quay vào trong hoặc quay ra ngoài. Các liên kết có thể là hàn hoặc bu lông. Nếu thép máng quay vào trong thì bản nút đặt ở bên ngoài thanh biên và ngược lại. Tuy nhiên, cần chú ý để đảm bảo khoảng tĩnh không giữa các đầu mút thép máng để dễ liên kết. Mặt dưới được liên kết với các thanh giằng, bản giằng hoặc tấm khoét lỗ. Việc bố trí này đem lại sự thuận lợi cho việc kiểm tra và sơn cầu.



Hình 6.7. *Các dạng tiết diện thanh biên và cổng cầu*

Các thanh biên chịu ứng suất nén cao của dàn cần phải chú ý nhiều về kích thước và cấu tạo để có thể đạt được về yêu cầu sức kháng cũng như liên liên kết với các phần tử

khác và nút được dễ dàng. Bề dày nhỏ nhất của các phần tố trong thanh phải thoả mãn yêu cầu của tiêu chuẩn. Bề dày lớn nhất của vách nói chung lấy bằng bề dày chế tạo cho phép. Thông thường hay sử dụng bản chắn ngang trong các thanh chịu nén để nâng cao độ cứng xoắn của tiết diện, cũng như đảm bảo các phần tử cùng làm việc một cách hiệu quả như một bộ phận duy nhất. Về lý tưởng, chiều cao và bề rộng thanh chịu nén đảm bảo sao cho bán kính quán tính theo hai phương gần bằng nhau. Điều kiện này rất có thể đem lại hiệu quả kinh tế.

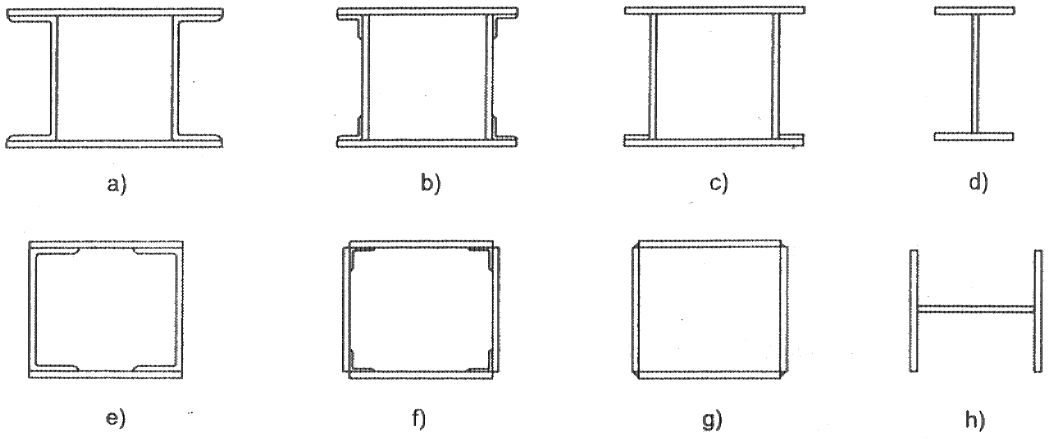
Các thanh biên chịu ứng suất kéo lớn trong dàn thường được chế tạo từ các thép cán hình máng hoặc tổ hợp. Các dạng tiêu biểu của thanh biên dưới được thể hiện ở hình 6.7. Các liên kết có thể là hàn hoặc bu lông. Cần chú ý rằng việc liên kết dầm ngang trở nên dễ dàng hơn nếu các thép máng quay vào trong như hình 6.7e, f hoặc tiết diện hình 6.7g, h.

Thông thường tiết diện nhỏ nhất của thanh biên thuộc khoang đầu dàn phải được thiết kế đầu tiên, và sau đó diện tích nguyên của các thanh biên thuộc khoang trong có thể được tăng thêm bằng cách tăng chiều dày của các phân tố hoặc bố trí thêm các tấm vào vách nhưng phải giữ cho bề rộng của các thanh biên không đổi để việc liên kết vào nút giàn được thuận lợi.

6.3.2. Các thanh vách (thanh xiên và thanh đứng)

Tùy thuộc sơ đồ của dàn, một số thanh vách chịu kéo và một số khác chịu nén. Trong dàn Pratt, các thanh đứng chịu nén, trong khi đó các thanh xiên bên trong chịu kéo. Trong dàn Warren, các thanh xiên nghiêng khỏi tâm dàn chịu nén, trong khi đó các thanh xiên nghiêng về tâm dàn chịu kéo. Các thanh đứng cũng có thể chịu nén hoặc chịu kéo tùy theo đường xe chạy trên hay dưới; các thanh chịu nén còn gọi là "cột" và chịu kéo gọi là "thanh treo".

Các thanh vách có thể được chế tạo từ một cặp thép cán hình máng (quay vào trong hoặc quay ra ngoài), hoặc được tổ hợp từ các thép góc và thép tấm. Hai phần riêng biệt được liên kết ở hai mặt bằng các thanh giằng hoặc tấm khoét lỗ. Các liên kết có thể hàn hoặc bu lông. Các kích thước của thanh xiên và thanh đứng chịu ảnh hưởng của thanh biên trên và dưới do chúng phải liên kết vào nút sao cho thuận lợi. Một số dạng đặc trưng của các thanh xiên và thanh đứng được thể hiện ở hình 6.8.



Hình 6.8. *Các dạng thanh xiên và thanh đứng*

Các thanh xiên chịu nén lớn thường sử dụng tiết diện hộp như hình 6.8a,b,c,e,f,g, song các thanh xiên chịu nén nhỏ hay chịu kéo thường dùng tiết diện chữ H như hình 6.8h, các thanh đứng thường dùng tiết diện chữ I như hình 6.8d. Hệ dầm mặt cầu thông thường, các dầm ngang được liên kết với các thanh đứng tại nút dàn. Vì vậy, kích thước và hình dạng của thanh đứng được lựa chọn sao cho chúng tương thích với dầm ngang để việc liên kết được dễ dàng.

6.4. HỆ LIÊN KẾT

Hệ liên kết trong kết cấu cầu được xem như bộ phận thứ yếu, tuy nhiên chúng có tầm quan trọng để cho các bộ phận chính phát huy hết khả năng làm việc trong quá trình thi công và sử dụng. Nói một cách tổng quát, hệ liên kết được thiết kế để chịu hai loại tải trọng là tải trọng ngang (lực tác dụng theo phương ngang cầu) và tải trọng dọc (lực tác dụng dọc theo trục cầu); và để truyền các tải trọng này xuống gối cầu.

6.4.1. Hệ liên kết chịu lực ngang

Một kết cấu cầu phải chịu các lực ngang do tải trọng gió, động đất, lực ly tâm, lực do sự làm việc không cân bằng của đầu máy xe lửa (đối với cầu đường sắt), sự dịch chuyển tròng trành của bánh xe lửa với ray (đối với cầu đường sắt).

Thông thường, ba loại liên kết được bố trí để chuyển lực ngang xuống gối là hệ liên kết dọc nằm giữa hai dàn chủ trong mặt phẳng nằm ngang; hệ liên kết ngang bố trí ở các vị trí bên trong dọc theo chiều dài dàn; và hệ liên kết cổng cầu ở hai đầu nhịp dàn. Các hệ liên kết này khi cùng làm việc sẽ tạo ra độ cứng ngang và xoắn cho kết cấu cầu.

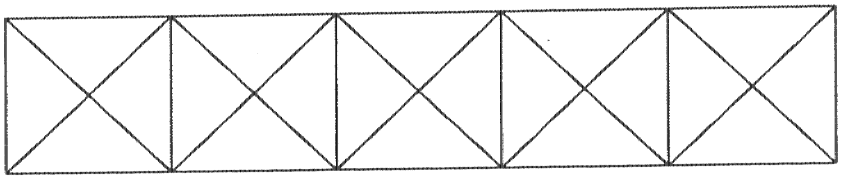
6.4.1.1. Hệ liên kết dọc

Hệ liên kết dọc được đặt giữa các thanh biên trên và các thanh biên dưới của hai dàn chủ để truyền lực ngang về đầu dàn. Chúng có dạng kết cấu dàn nằm ngang là chủ yếu. Các thanh biên trên và dưới của dàn chủ làm việc như thanh biên của hệ liên kết này. Hệ liên kết dọc cũng đóng vai trò để giữ các thanh biên thẳng hàng và làm gối đỡ ngang cho các thanh biên tại nút, và theo cách này đã làm giảm đi chiều dài có hiệu trong mặt phẳng của hệ liên kết dọc. Ảnh hưởng tổng thể của hệ liên kết dọc là làm tăng độ cứng cho kết cấu và ngăn cản dao động ngang. Trong cầu ô tô, mặc dù bản mặt cầu có thể làm việc như một bộ phận tăng cường giữa các dàn chủ nhưng hệ liên kết dọc có vai trò cần thiết để tạo ra độ cứng trong quá trình thi công cho đến khi bản mặt cầu đông cứng.

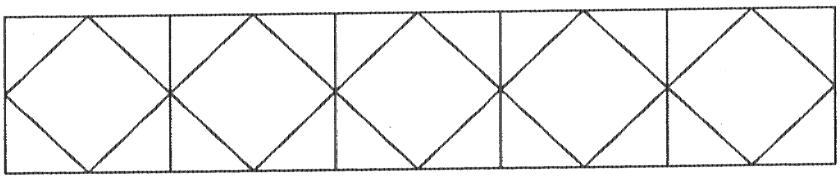
Mặc dù hệ liên kết dọc trên có nhiệm vụ đỡ các thanh biên chịu nén nhưng lực trong hệ liên kết do hiệu ứng này nói chung không được xem xét trong thiết kế hệ liên kết. Hơn nữa, hệ liên kết này thường được xem làm việc khi chỉ chịu kéo bởi vì chiều dài không liên kết của chúng có xu hướng làm chúng không bất lợi khi chịu nén.

Loại liên kết dọc hay dùng trong cầu được thể hiện ở hình 6.9a. Trong trường hợp này, các nút của hệ liên kết trùng với các nút của dàn chính và do đó sự tương tác xảy ra

là điều cần quan tâm đến trong thiết kế. Sự tương tác qua lại này có thể giảm đi đáng kể nếu hệ liên kết dạng hình thoi được sử dụng, như được thể hiện ở hình 6.9b. Với cấu tạo này, các nút của hệ liên kết nằm giữa các nút dàn chính. Với việc bố trí này khi thanh biên chịu lực, tác động "cắt" xảy ra tại các nút hệ liên kết, các thanh biên biến dạng ngang tuy không đáng kể (ra ngoài khi thanh biên chịu nén và vào trong khi chịu kéo), và theo đó làm giảm đi ứng suất bổ sung trong hệ liên kết.



a) Dạng chữ X



b) Dạng hình thoi

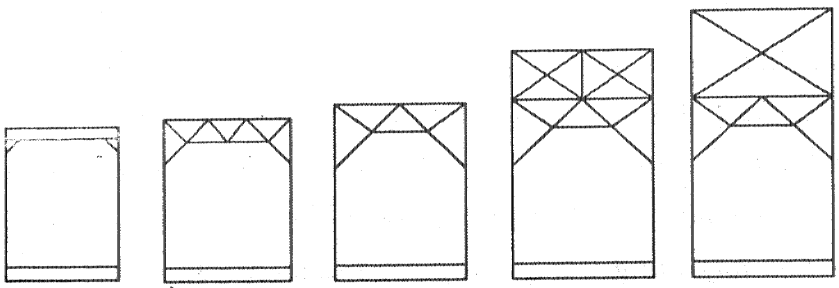
Hình 6.9. *Hệ liên kết dọc*

6.4.1.2. Hệ liên kết ngang

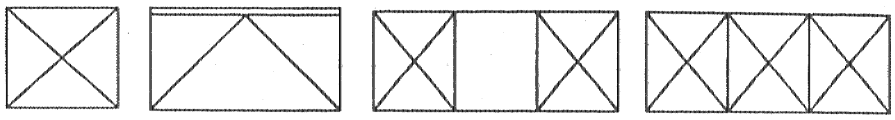
Hệ liên kết ngang được bố trí giữa các dàn chủ và thường nằm trong mặt phẳng thẳng đứng. Trong dàn đi dưới, hệ liên kết ngang phải có chiều cao giới hạn để đảm bảo khoảng tĩnh không, và trong dàn đi trên chiều cao này kéo dài theo suốt chiều cao dàn chủ. Hình 6.10 mô tả các dạng hệ liên kết ngang cho dàn đi dưới và hình 6.11 mô tả các dạng hệ liên kết ngang cho dàn đi trên.

Một số tiêu chuẩn yêu cầu hệ liên kết bố trí trong mỗi khoang mặc dù trong nhiều cầu đã xây dựng chúng được bố trí trong một số khoang luân phiên. Hệ liên kết ngang có nhiệm vụ phân bố các tải trọng ngang cho hệ liên kết dọc cũng như tạo ra độ cứng chống xoắn cho khung dàn. Tuy nhiên, thật không dễ để xác định sự phân bố tải trọng ngang lên hệ liên kết ngang. Vì vậy, các hệ liên kết ngang thường đóng vai trò làm tăng thêm độ cứng xoắn cho kết cấu dàn hơn là cường độ.

Nói chung, nếu kích thước của các thanh liên kết được lựa chọn để thỏa mãn giới hạn tỷ số độ mảnh thì chúng cũng có đủ cường độ để chịu các lực tác dụng lên chúng.



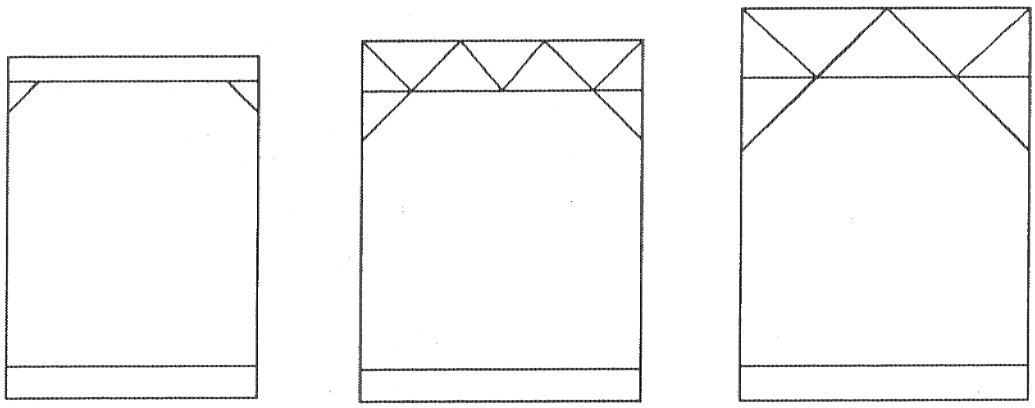
Hình 6.10. *Các dạng hệ liên kết ngang trong cầu đi dưới*



Hình 6.11. Các dạng hệ liên kết ngang trong cầu đi trên

6.4.1.3. Hệ liên kết cổng cầu

Hệ liên kết cổng cầu thường được bố trí ở đầu dàn và có nhiệm vụ làm gối đỡ cho hệ liên kết dọc trên. Chúng thường có dạng khung tương tự như hệ liên kết ngang song có độ cứng lớn hơn để truyền được áp lực ngang do gió từ biên trên của dàn xuống gối cầu (hình 6.12).

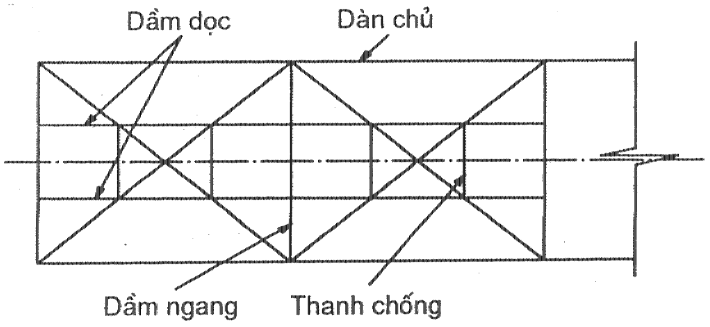


Hình 6.12. Hệ liên kết cổng cầu

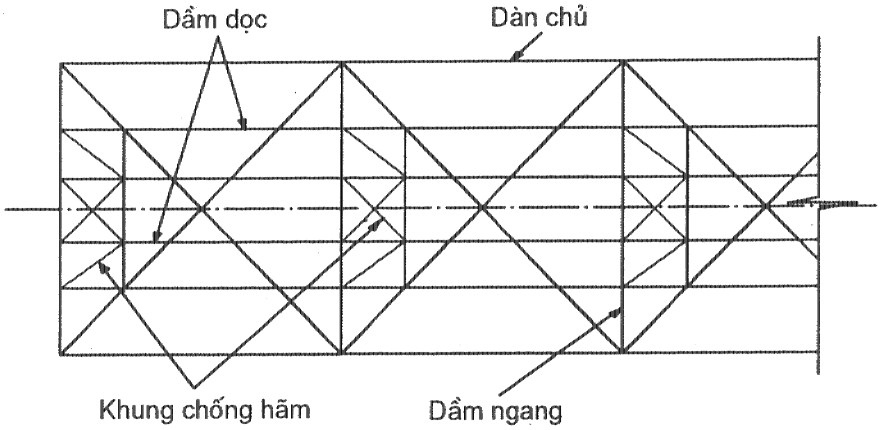
6.4.2. Hệ liên kết chịu lực dọc

Lực khởi động hoặc lực hãm của hoạt tải có thể truyền lực dọc trong cầu. Trong cầu ô tô, các lực này có thể bỏ qua và thường không xét trong thiết kế. Tuy nhiên, trong cầu đường sắt các lực này là đáng kể và phải được xem xét trong thiết kế. Các lực này có thể xảy ra trong cả hai hướng dọc cầu (hai chiều giao thông) và chúng được truyền xuống hệ dầm mặt cầu qua các đường ray.

Trong các cầu nhịp lớn, các lực dọc là đáng kể và có thể gây ra ứng suất lớn do uốn trong các dầm ngang được bố trí vuông góc với hướng của lực. Vì vậy, trong cầu dàn thường bố trí khung chống hãm làm phân tán lực dọc xuống dàn chủ. Trong cầu một làn xe, các thanh chống ngang thường được bố trí tại mức của hệ liên kết dọc nằm giữa các vị trí mà các thanh liên kết dọc này cắt qua các dầm dọc trong mặt phẳng và thanh chống này được liên kết với cả dầm dọc và thanh liên kết dọc như được thể hiện ở hình 6.13. Vì mặt phẳng của hệ liên kết dọc có thể nằm phía dưới dầm dọc nên cần thiết có thể bố trí các giá đỡ thích hợp để liên kết các bộ phận liên quan. Các giá đỡ phải được thiết kế để truyền lực dọc. Đối với hệ thống cầu có hai làn, khung chống hãm như thể hiện ở hình 6.14 thường được bố trí ở mỗi khoang. Khoảng cách theo phương đứng do sự chênh lệch cao độ giữa hệ liên kết và dầm dọc có thể được bố trí giá đỡ thích hợp tương tự như đối với trường hợp cầu dàn xe lửa một làn giao thông.



Hình 6.13. Hệ liên kết dọc và khung chống hãm trong cầu đường sắt 1 làn



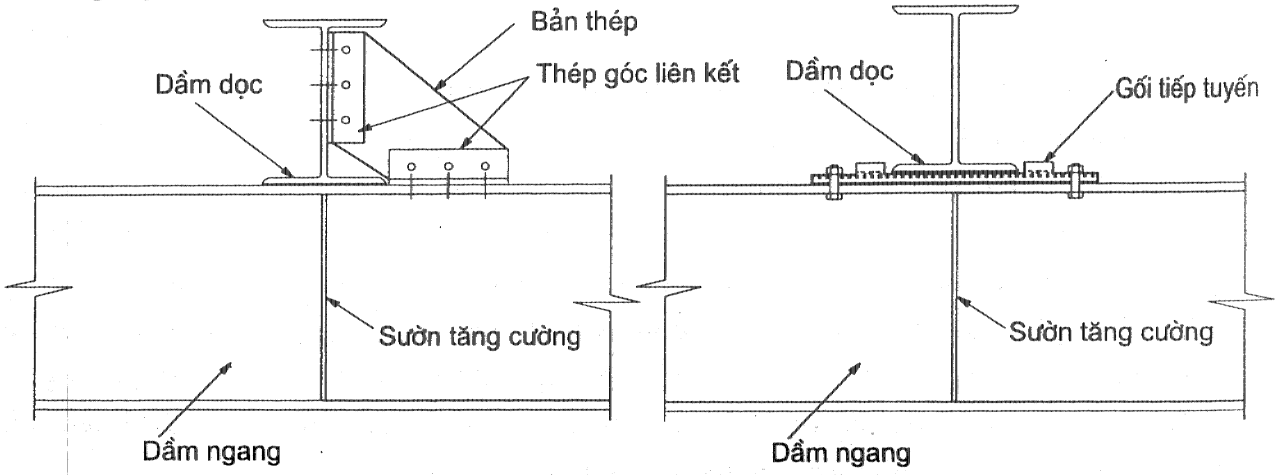
Hình 6.14. Hệ liên kết dọc và khung chống hãm trong cầu đường sắt 2 làn

6.5. CẤU TẠO LIÊN KẾT TRONG CẦU DÀN

6.5.1. Liên kết dầm dọc và dầm ngang

6.5.1.1. Dầm dọc đặt chồng trên dầm ngang

Liên kết này được thể hiện ở hình 6.15, trong đó dầm dọc bố trí liên tục suốt chiều dài nhịp và liên kết với dầm ngang đơn giản; tuy nhiên, liên kết này làm tăng chiều cao kiến trúc hệ dầm mặt cầu. Để giảm bớt ứng suất phụ phát sinh trong dầm do biến dạng của thanh biên dàn chủ, cách liên kết này phải đảm bảo cho dầm dọc có khả năng di động dọc được và người ta thường đặt dầm dọc trên các gối tiếp tuyến hoặc liên kết dầm dọc với dầm ngang thông qua bản thép mỏng cho phép chuyển dịch theo phương của dầm dọc.

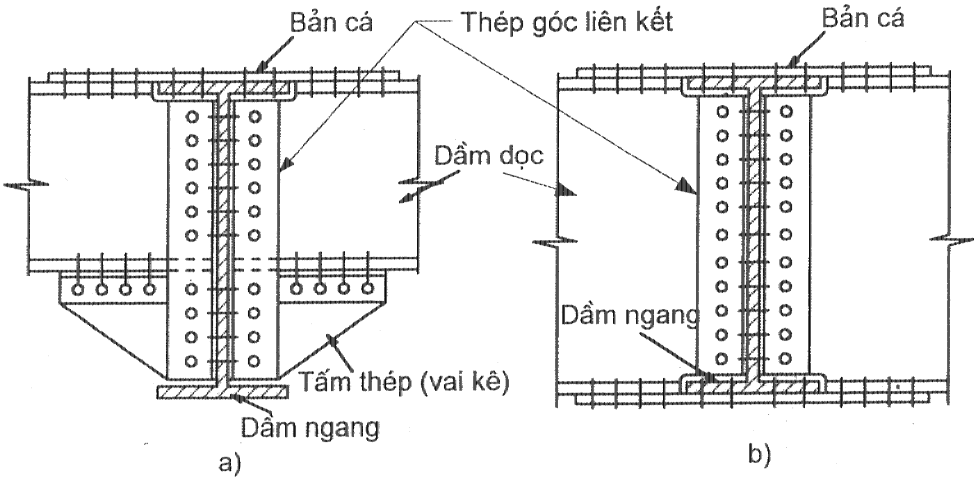


Hình 6.15. Dầm dọc đặt chồng trên dầm ngang

6.5.1.2. Dầm dọc đặt cùng mức với dầm ngang

Cách liên kết dầm dọc với dầm ngang cùng mức ở biên trên đã hạn chế được chiều cao kiến trúc. Tuy nhiên, các dầm dọc phải cắt thành nhiều đoạn bằng khoang dàn và liên kết với dầm ngang bằng các thép góc liên kết như hình 6.16.

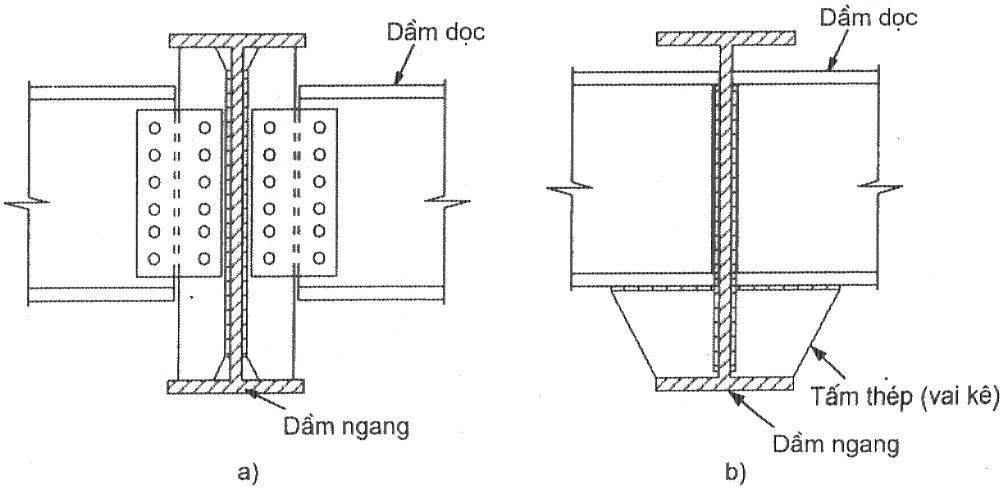
Ở hình 6.16a, liên kết dầm dọc với dầm ngang cùng mức ở biên trên và có vai kê ở biên dưới. Để tăng cường độ cứng và đảm bảo tính liên tục trong dầm dọc, biên trên được lắp thêm bản cá nối biên trên của hai đoạn dầm dọc với nhau, biên dưới được liên kết với vai kê. Để có thể bố trí được vai kê, độ chênh cao giữa dầm dọc và dầm ngang tối thiểu là 30cm. Với hệ dầm dọc và dầm ngang có cùng chiều cao, việc liên kết dầm dọc vào dầm ngang đơn giản hơn vì không cần vai kê mà thay vào đó hai biên đều liên kết đồng mức có bản cá như hình 6.16b nên độ cứng và tính liên tục của dầm dọc tốt hơn.



***Hình 6.16.** Liên kết dầm dọc với dầm ngang cùng mức*

6.5.1.3. Dầm dọc đặt thấp hơn dầm ngang

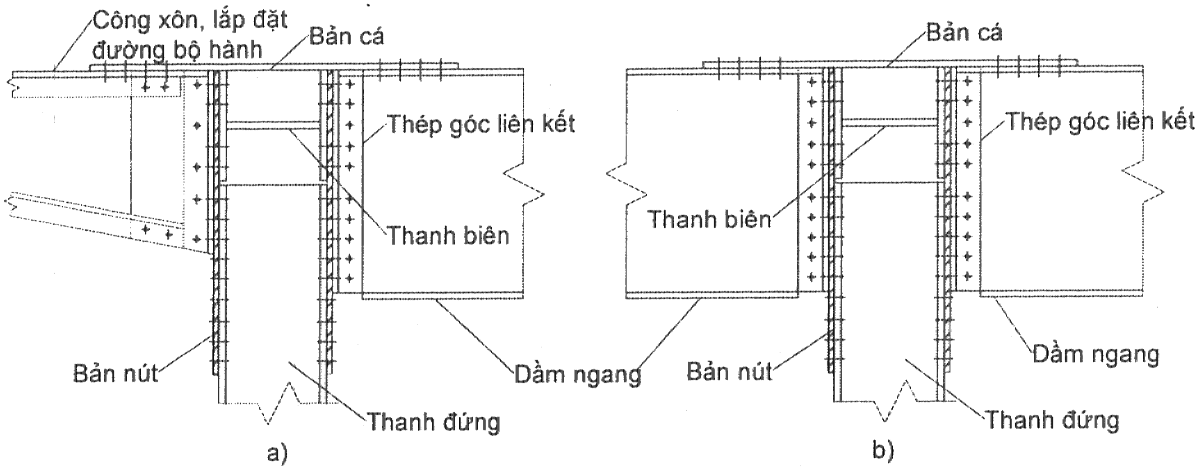
Cách liên kết này được thể hiện ở hình 6.17, nó có chiều cao kiến trúc là nhỏ nhất, và thường được áp dụng trong cầu xe lửa. Người ta có thể dùng thép góc hoặc thép tấm để liên kết dầm dọc vào dầm ngang như hình 6.17a, đôi khi dùng vai kê tam giác để tăng cường thêm mối nối dầm dọc vào dầm ngang như hình 6.17b.



***Hình 6.17.** Liên kết dầm dọc thấp hơn dầm ngang*

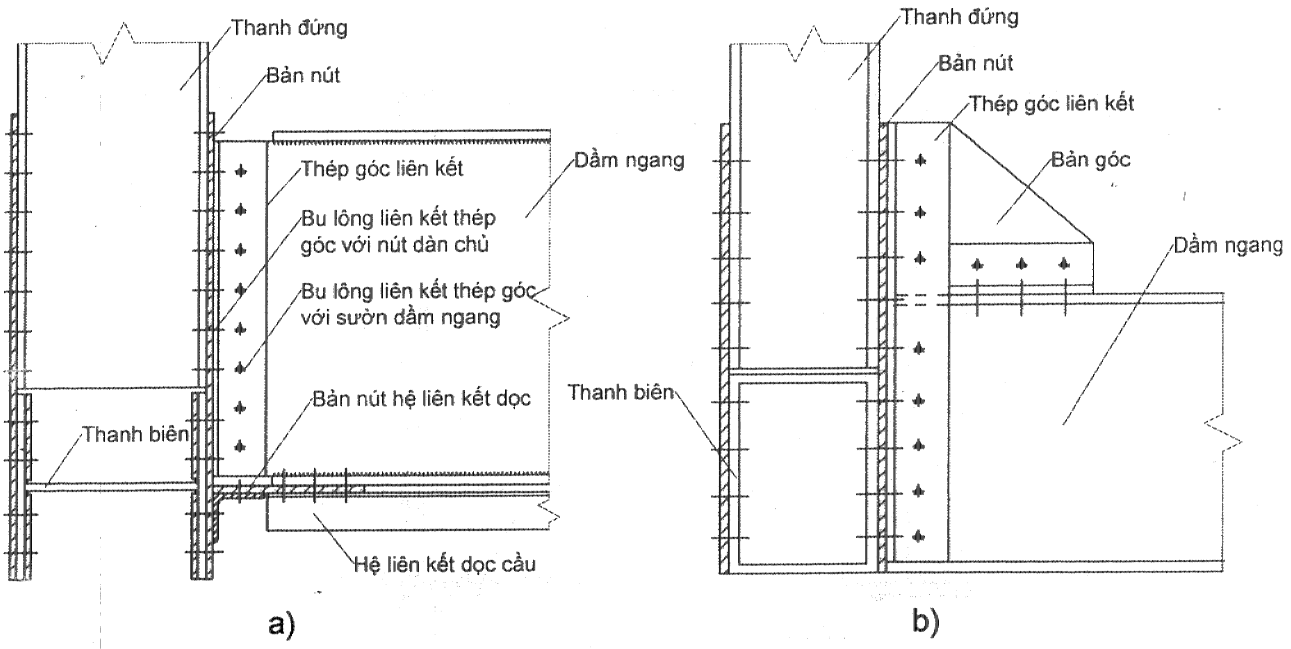
6.5.2. Liên kết dầm ngang vào dàn chủ

Trong cầu đi trên, đặt dầm ngang chồng lên biên trên dàn chủ là cấu tạo đơn giản nhất nhưng chiều cao kiến trúc lớn. Do vậy cách liên kết này chỉ dùng trong trường hợp không bị hạn chế về chiều cao kiến trúc. Để giảm bớt chiều cao kiến trúc của kết cấu nhịp, dầm ngang thường đặt ngang với biên trên của dàn chủ và được liên kết vào nút như hình 6.18.



Hình 6.18. *Liên kết dầm ngang vào dàn chủ trong cầu đi trên*
a) Dàn ngoài; b) Dàn trong

Trong cầu dàn đi dưới, dầm ngang thường liên kết vào nút dàn chủ như hình 6.19. Đơn giản nhất là dùng thép góc liên kết vách dầm ngang với nút dàn chủ như được thể hiện ở hình 6.19a. Khi cần thiết phải tăng số lượng bu lông liên kết, ta có thể dùng thép góc lớn hơn để có thể bố trí được nhiều bu lông hơn, hoặc có thể kéo dài thép góc liên kết và bố trí thêm bản góc như hình 6.19b.

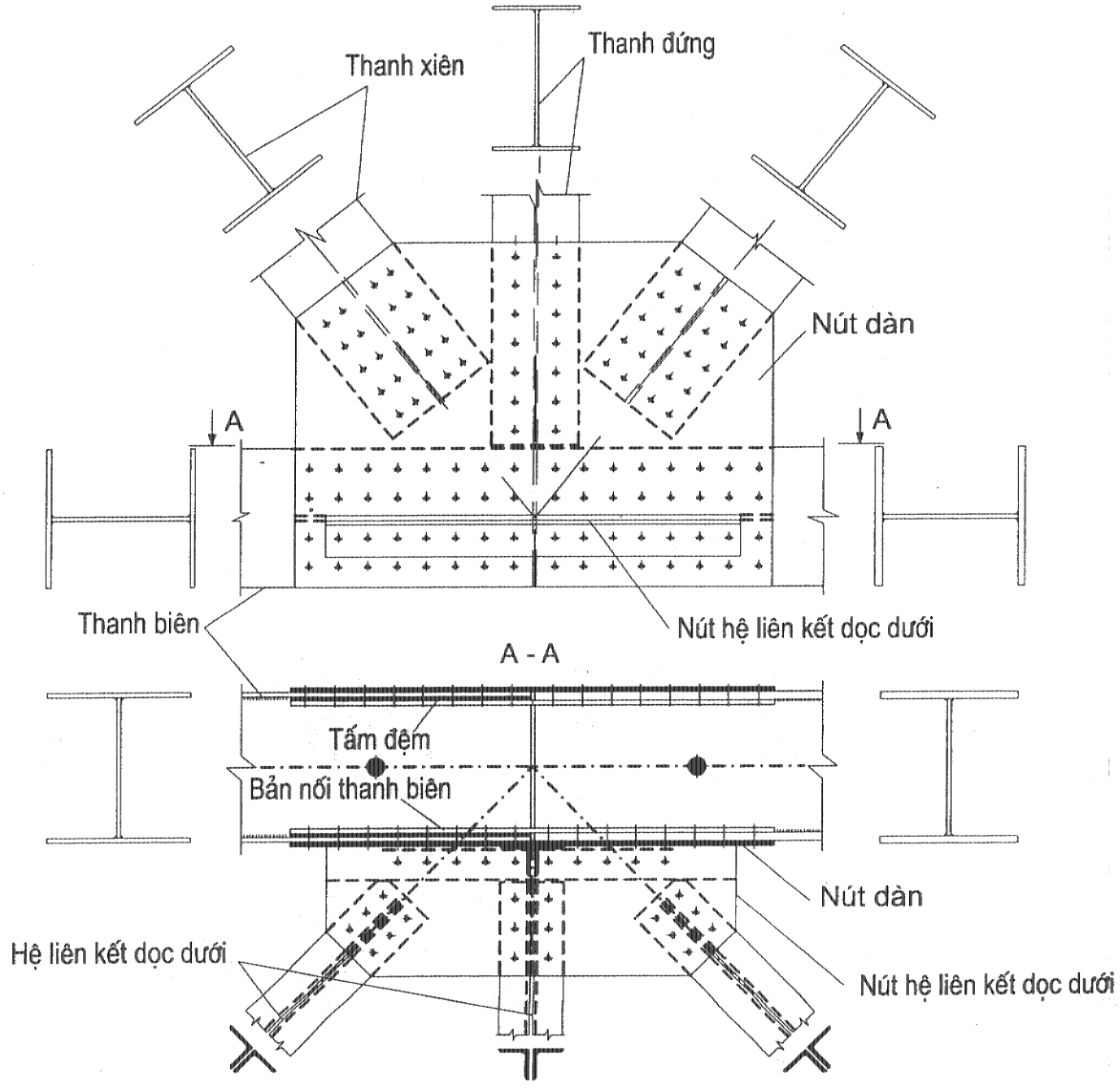


Hình 6.19. *Liên kết dầm ngang vào dàn chủ trong cầu đi dưới*

6.5.3. Nút dàn

Khi thiết kế nút dàn cần tránh phát sinh mô men do các lực lệch tâm gây ra trong nút và điều này có thể được hạn chế bằng cách bố trí trục của các thanh giao nhau tại một điểm. Hình 6.20 thể hiện cấu tạo của nút dàn có bản nút riêng rẽ cho loại thanh dàn có tiết diện chữ H liên kết vào nút bằng bu lông cường độ cao. Trục các thanh dàn chủ giao nhau tại một điểm, theo lý thuyết nếu trục các thanh của hệ liên kết dọc cùng giao nhau tại điểm này thì sẽ khử được mô men lệch tâm, song khi đó nút của hệ liên kết dọc sẽ rất lớn (hình 6.20). Để thu gọn nút của hệ liên kết dọc ta có thể bố trí trục các thanh này giao nhau tại một điểm khác không trùng với giao điểm của trục các thanh dàn chủ, khi đó sẽ phát sinh mô men lệch tâm, song điều này có thể chấp nhận được khi lực tác dụng lên hệ liên kết dọc không lớn.

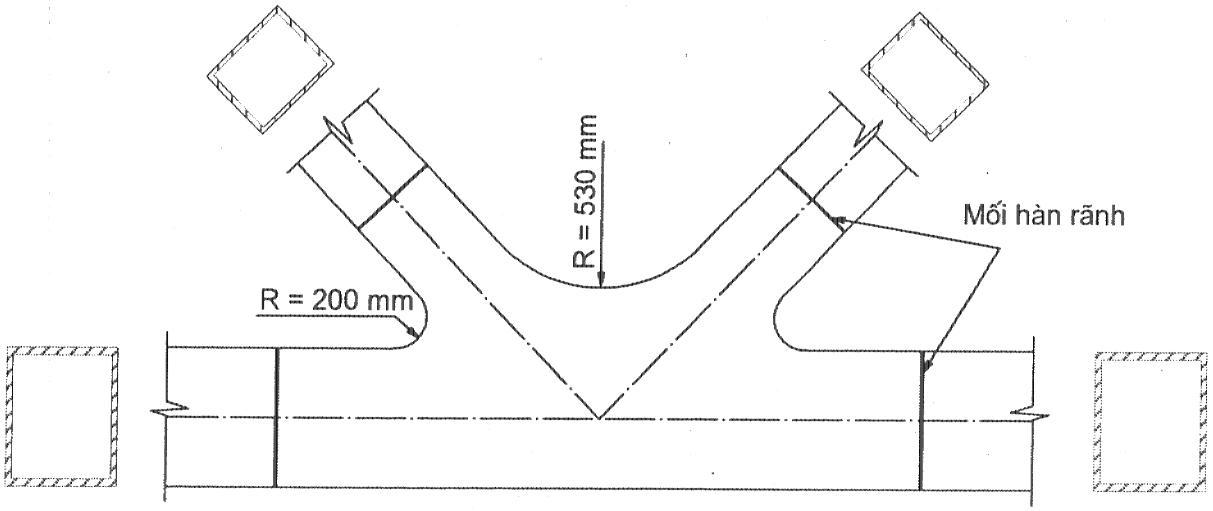
Các thanh biên thường có tiết diện thay đổi và chiều dày các phân tố hợp thành tiết diện cũng thay đổi theo, để liên kết chúng vào nút cần bố trí thêm tấm đệm như hình 6.20. Bề dày của tấm đệm được khuyên dùng là không mỏng hơn 4mm.



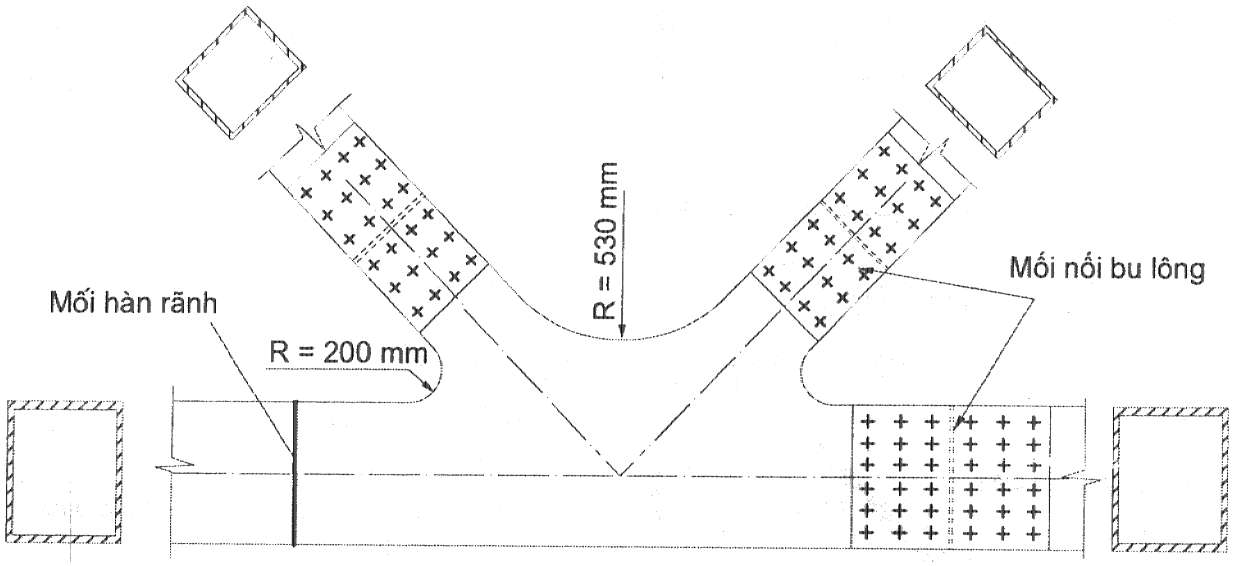
Hình 6.20. Cấu tạo nút dàn

Bề dày của bản nút thường chọn không mỏng hơn 10mm, nó được chọn sao cho đảm bảo các yêu cầu về sức kháng và tính kinh tế. Khi diện tích tiết diện bản nút thuộc phạm vi áp vào thanh biên dàn nhỏ hơn diện tích tiết diện thanh biên thì phải bố trí thêm các bản nối thanh biên sao cho diện tích hiệu dụng của bản nút và bản nối lớn hơn diện tích tiết diện thanh biên chịu nén hoặc 1,1 lần diện tích tiết diện thanh biên chịu kéo

Trong dàn không có thanh đứng, nút dàn có thể thiết kế như hình 6.21 và 6.22. Trên hình 6.21 là nút dàn dùng liên kết hàn rãnh tại công trường, còn hình 6.22 là nút dàn dùng liên kết bằng bu lông tại công trường. Cả hai loại này thường có một mối liên kết thanh biên vào nút được thực hiện hàn rãnh trong nhà máy, ba mối còn lại được thực hiện tại công trường. Cách làm này vừa giảm được khối lượng công tác lắp ráp tại công trường vừa tăng được độ cứng, độ chính xác của liên kết và đẩy nhanh tiến độ thi công, giảm được chi phí xây dựng...

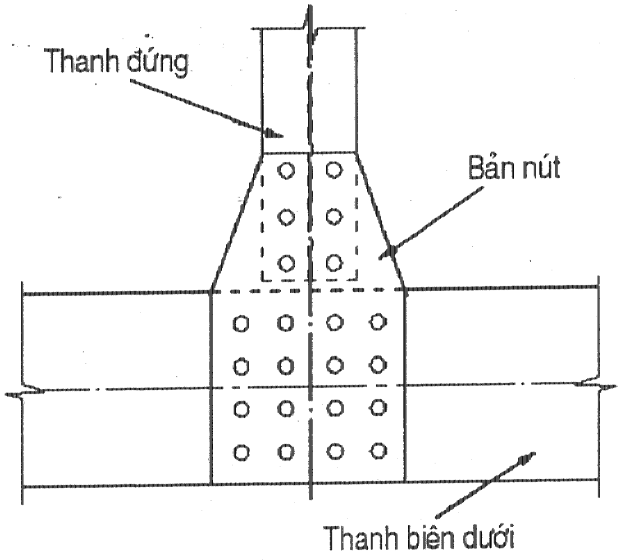


Hình 6.21. *Bản nút cong liên kết hàn*



Hình 6.22. *Bản nút cong liên kết bu lông*

Hình 6.23 thể hiện cấu tạo nút dàn liên kết thanh đứng với thanh biên liên tục. Về phương diện chịu lực thì số bu lông liên kết bản nút với thanh đứng và thanh biên có thể bằng nhau, song để tăng độ cứng cho nút ta có thể mở rộng bản nút và liên kết vào thanh biên nhiều hơn như thể hiện trên hình 6.23.



Hình 6.23. *Nút dàn có thanh biên liên tục*

6.6. SỰ LÀM VIỆC CẦU DÀN

Kết cấu dàn được xem như một dầm có chiều cao lớn, trong đó các bản biên đóng vai trò của các thanh biên và vách dầm là các thanh đứng và thanh xiên của dàn. Nó là sự lắp ráp của các thanh thẳng tạo thành tam giác với đầu của mỗi thanh về lý thuyết được giả thuyết liên kết khớp vào nút, và cho phép mỗi thanh xoay độc lập với nhau.

Phương pháp tính toán hệ dàn liên kết khớp lần đầu tiên được Squire Whipple phát triển vào năm 1847, và hiện nay vẫn được sử dụng rộng rãi. Trong dàn liên kết khớp, khi tải trọng tác dụng vào nút và không có mô men tác dụng hoặc được truyền tại nút thì trong các thanh xuất hiện lực dọc trục. Các lực dọc trục này được xem là lực chủ yếu, tương phản với lực do mô men được xem là lực thứ cấp. Để tránh ứng suất uốn do sự lệch tâm, trục của các thanh dàn cần phải giao nhau tại một điểm.

Lực thứ cấp trong các thanh dàn có thể do các điều kiện dưới đây:

Độ cứng của mối nối và sự xoắn vặn dàn gây ra uốn trong các thanh.

Các tải trọng tác dụng trực tiếp lên các thanh, ví dụ như trọng lượng bản thân thanh dàn, tải trọng gió, …

Khi trục của các thanh không giao nhau tại một điểm sẽ gây ra mô men do lệch tâm.

Khi tải trọng tác dụng lên dàn từ các phần tử khác không nằm trong mặt phẳng dàn sẽ gây ra mô men xoắn.

Đến đầu thế kỷ 20, hệ thống dàn liên kết khớp được sử dụng nhiều trong các cầu và đã làm việc tốt đối với tải trọng không lớn. Tuy nhiên, vì tải trọng ngày càng tăng nên hệ kết cấu dàn cần thiết phải có độ cứng lớn tương ứng. Các khớp thực sự chưa bao giờ tự do ma sát, vì vậy, mô men xuất hiện tại các khớp gây ra lực thứ cấp. Chính vì thế, cuối cùng hệ này đã đưa ra kết cấu dàn hiện đại có các thanh được liên kết cứng tại nút bằng đinh tán, bu lông hoặc hàn. Do đó, sự ngăn cản xoay này gây ra mô men, tuy không lớn, và có độ lớn thay đổi phụ thuộc vào kích thước dàn, phương pháp chế tạo và lắp ráp. Các lực thứ cấp do các mô men này nói chung được bỏ qua trong thiết kế. Tương tự, lực thứ cấp do mô men gây ra bởi trọng lượng bản thân cũng có thể không được xét đến. Trọng lượng bản thân này thường được giả thiết tác dụng tại nút dàn.

Khi kết cấu được tính toán bằng máy tính với hệ khung không gian ba chiều, nói chung cho thấy rằng hầu hết các thanh (gồm các thanh chịu lực chính và phụ) cùng phân chia hiệu ứng do hoạt tải gây ra. Kết quả là ứng suất do hoạt tải trong các thanh chịu lực chính giảm đi so với các thanh được tính toán theo sơ đồ phẳng của kết cấu dàn liên kết khớp. Tuy nhiên, trong các hệ thống dàn được dùng trong các cầu nhịp tương đối lớn, đặc biệt trong cầu ô tô, ứng suất do tĩnh tải chiếm một tỷ lệ lớn trong tổng tải trọng. Vì vậy, việc giảm ứng suất do hoạt tải khi tính toán không gian ba chiều có thể khá nhỏ. Do đó, việc cần quan tâm rộng rãi mô hình tính toán liên kết khớp thông thường là phương pháp tính toán đủ chính xác và hợp lý. Tuy nhiên, các vấn đề dưới đây cần phải được xem xét trong sử dụng mô hình này:

Kết cấu phải được liên kết tam giác trong mặt phẳng dàn và trong mặt phẳng nằm ngang của các thanh biên.

Các trục thanh phải gặp nhau tại một điểm để tránh ứng suất uốn do lệch tâm.

Các hệ liên kết ngang phải được bố trí đầy đủ để ngăn cản sự xoắn vặn đáng kể trong mặt phẳng ngang.

Các thanh chịu lực chính cần tạo độ vồng để loại trừ ứng suất thứ cấp trong các thanh khi chịu tải trọng ở điều kiện bất lợi.

Trong trường hợp mà các trục thanh không giao nhau tại một điểm, hoặc các hệ liên kết ngang và cổng cầu không được bố trí do yêu cầu mỹ học hoặc các lý do khác, việc tính toán chính xác kết cấu dàn phải được thực hiện để xác định các mô men do uốn trong các thanh cũng như hệ kết cấu phải đủ cứng.

Với hệ mặt cầu thông thường, tải trọng từ mặt cầu được truyền thông qua dầm ngang xuống dàn chỉ tại các nút. Việc bố trí này cho phép hệ dầm mặt cầu được thiết kế riêng biệt với dàn chủ mà được liên kết với hệ dầm mặt cầu tại các nút. Khi kết cấu dàn được tính toán bằng sơ đồ khung không gian ba chiều, ảnh hưởng của tải trọng lệch tâm từ hệ dầm mặt cầu có thể được kể đến trong thiết kế. Tuy nhiên, trong trường hợp tính toán theo sơ đồ phẳng, ảnh hưởng của tải trọng lệch tâm không được xem xét trong trong tính toán, và vì vậy, cần thiết phải được kiểm tra. Nói chung, tính toán kết cấu khung

ngang gồm dầm ngang, các thanh đứng của dàn chủ và các thanh liên kết trong khung phải được xác định đầy đủ hiệu ứng do tải trọng lệch tâm. Nếu bản mặt cầu được đặt trên các thanh biên thì thanh biên sẽ chịu uốn cũng như bị xoắn trong mặt phẳng ngang; và các thanh biên cũng phải được kiểm tra điều kiện tải trọng này.

Các nội dung công việc để thiết kế một cầu dàn cần phải được thực hiện là:

Lựa chọn loại dàn và kích thước chủ yếu.

+ Thiết kế hệ dầm mặt cầu.

+ Xác định sơ bộ tĩnh tải của cầu.

+ Tính toán dàn chủ với các tải trọng tác dụng để tìm ra lực trong các thanh dàn.

+ Thiết kế các thanh biên trên.

+ Thiết kế các thanh biên dưới.

+ Thiết kế các thanh vách (thanh xiên và thanh đứng).

+ Thiết kế hệ liên kết.

Tính toán chính xác tĩnh tải của dàn và so sánh với tĩnh tải được giả thiết ban đầu. Trong trường hợp tĩnh tải thực tế lớn hơn tĩnh tải được giả thiết, cần thiết phải tính toán để tìm lực cuối cùng trong các thanh dàn chủ. Việc thiết kế phải được kiểm tra tương ứng.

+ Thiết kế mối nối, các liên kết và cấu tạo.

+ Kiểm tra độ võng do tĩnh tải và hoạt tải gây ra.

+ Kiểm tra ứng suất thứ cấp trong thanh dàn nếu cần thiết.

+ Yêu cầu công nghệ lắp ráp.

+ Các vấn đề liên quan đến tuổi thọ và bảo dưỡng.

6.7. THIẾT KẾ CÁC THANH DÀN CHỦ

6.7.1. Xác định nội lực các thanh dàn

6.7.1.1. Tải trọng

Tải trọng tác dụng lên cầu dàn bao gồm trọng lượng bản thân của các bộ phận kết cấu trong cầu dàn, hoạt tải, các tải trọng ngang như gió, lực ly tâm, ... Trong cầu dàn, việc xác định một cách chính xác trọng lượng bản thân là rất khó khăn. Do vậy, ban đầu nó có thể được tính toán sơ bộ bằng công thức (5.30), và sau khi thiết kế phải kiểm tra lại trọng lượng bản thân thực tế và so sánh với tĩnh tải ban đầu. Các tải trọng tác dụng khác đã được trình bày trong Chương 3.

6.7.1.2. Xác định nội lực

Nội lực trong các thanh dàn chỉ chịu lực dọc trục là chủ yếu. Do đó, trong thực tế thiết kế cầu dàn, người ta giả thiết tính toán như sau:

Đơn giản hóa bằng cách coi kết cấu không gian đó là do các kết cấu phẳng ghép lại, những kết cấu phẳng này là các dàn chủ và các dàn liên kết.

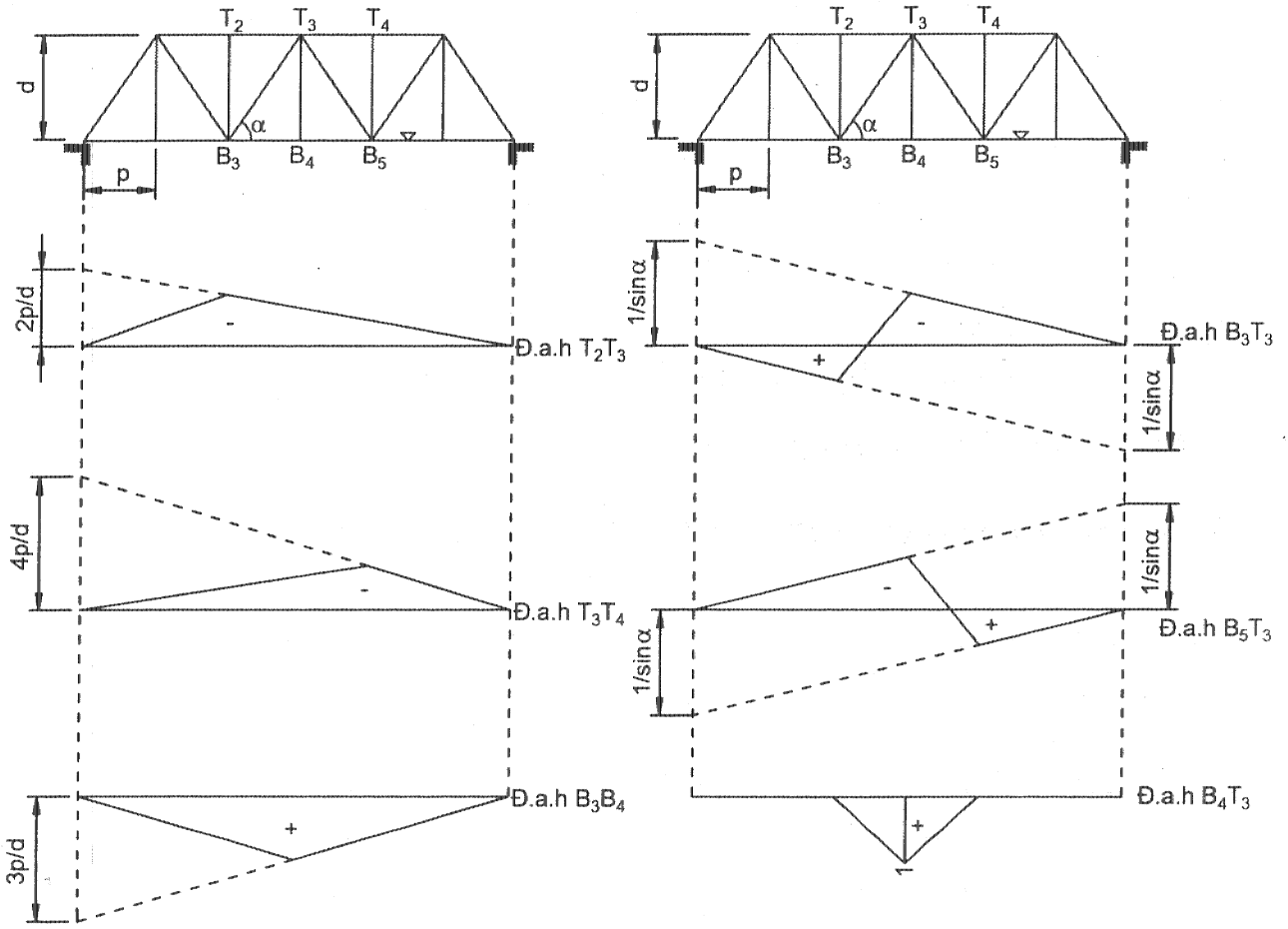
Xem liên kết nút là liên kết khớp.

Hệ dầm mặt cầu làm nhiệm vụ đỡ phần mặt cầu và hoạt tải rồi truyền lực cho dàn chủ tại các nút.

Để thỏa mãn giả thiết trên, cần phải chú ý rằng trục các thanh phải giao nhau tại nút, các tải trọng từ hệ dầm mặt cầu truyền xuống dàn chủ thông qua các nút dàn, và chiều cao thanh không lớn hơn 1/15 chiều dài thanh.

Để tính toán lực dọc trục trong các thanh dàn, một phương pháp thông thường là dùng đường ảnh hưởng. Hình 6.24 thể hiện cách xác định đường ảnh hưởng lực dọc của các thanh biên trên, thanh biên dưới, thanh xiên và thanh đứng trong nhịp dàn đơn giản có đường xe chạy dưới. Lực dọc được xác định một cách tương tự bằng công thức (5.32) được trình bày ở Chương 5:

$$U = \left\{\left(\eta_i.\gamma_{DC}.DC + \eta_i.\gamma_{DW}.DW\right).\sum\Omega + \right.$$
$$\left.\eta_i.\gamma_{LL}.mg_{LL}.\left[(1+IM).\sum P_i.y_i + p_L.\omega\right] + \eta_i.\gamma_p.g_{PL}.PL.\omega\right\} \qquad (5.32)$$



Hình 6.24. Đường ảnh hưởng lực dọc trục trong các thanh dàn

Ví dụ 6.1. Xác định lực dọc trục trong các thanh dàn tại nút B_5 (hình 6.25). Biết rằng dàn chủ chịu các tải trọng tĩnh tải không hệ số của dàn chủ, hệ dầm mặt cầu và hệ liên kết là DC = 28,8 kN/m, và của các lớp phủ là DW = 12,5 kN/m. Hoạt tải tác dụng là

HL93. Hệ số phân bố ngang của dàn chủ được xác định theo phương pháp đòn bẩy và có giá trị là $mg_{LL} = 1,12$ (cầu có hai làn xe).

Các hệ số điều chỉnh tải trọng có thể lấy đối với tải trọng ứng với giá trị γ_i lớn nhất, hệ số tải trọng được xác định bởi

$$\eta_i = \eta_D.\eta_R.\eta_I = 1,0\times1,0\times1,0 = 1,0 \geq 0,95$$

và đối với tải trọng ứng với giá trị γ_i nhỏ nhất sẽ là

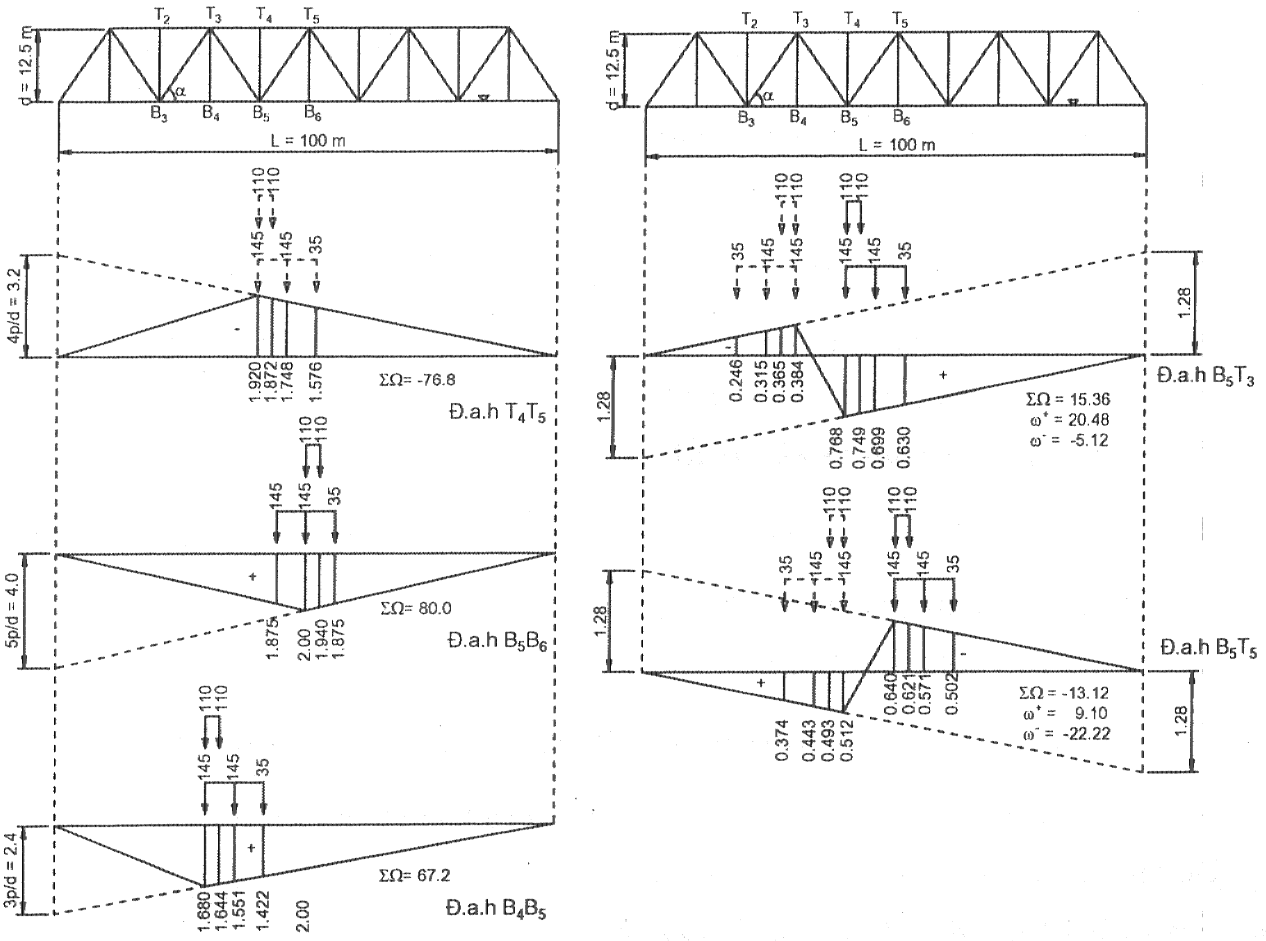
$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D.\eta_R.\eta_I} = \frac{1}{1,0\times1,0\times1,0} = 1,0 \leq 1,0$$

Lực nén dọc trục trong thanh T_4T_5 được tính:

Do tĩnh tải, xe tải thiết kế và tải trọng làn:

$$P = 1,0\left\{(1,25\times28,8+1,5\times12,5)(-76,8)\right.$$

$$\left.-1,75\times1,12\times\left[1,25(145\times1,92+145\times1.748+35\times1,576)+9,3\times76,8\right]\right\} = -7033 \text{ (kN)}$$



Hình 6.25. *Xác định lực dọc trong các thanh dàn tại nút B_5*

Do tĩnh tải, xe hai trục thiết kế và tải trọng làn:

$$P = 1,0\{(1,25\times 28,8+1,5\times 12,5)(-76,8)$$

$$-1,75\times 1,12\times[1,25\times 110(1,92+1,872)+9,3\times 76,8]\} = -5322 \text{ (kN)}$$

Lực kéo dọc trục trong thanh B_5B_6 được tính:

Do tĩnh tải, xe tải thiết kế và tải trọng làn:

$$P = 1,0\{(1,25\times 28,8+1,5\times 12,5)\times 80$$

$$+1,75\times 1,12\times[1,25(145\times 2,0+145\times 1,875+35\times 1,875)+9,3\times 80]\} = 7365 \text{ (kN)}$$

Do tĩnh tải, xe hai trục thiết kế và tải trọng làn:

$$P = 1,0\{(1,25\times 28,8+1,5\times 12,5)\times 80$$

$$+1,75\times 1,12\times[1,25\times 110(2,0+1,94)+9,3\times 80]\} = 6891 \text{ (kN)}$$

Lực kéo dọc trục trong thanh B_4B_5 được tính:

Do tĩnh tải, xe tải thiết kế và tải trọng làn:

$$P = 1,0\{(1,25\times 28,8+1,5\times 12,5)\times 67,2$$

$$+1,75\times 1,12\times[1,25(145\times 1,68+145\times 1,551+35\times 1,422)+9,3\times 67,2]\} = 6165 \text{ (kN)}$$

Do tĩnh tải, xe hai trục thiết kế và tải trọng làn:

$$P = 1,0\{(1,25\times 28,8+1,5\times 12,5)\times 67,2$$

$$+1,75\times 1,12\times[1,25\times 110(1,68+1,644)+9,3\times 67,2]\} = 5792 \text{ (kN)}$$

Lực dọc trục trong thanh xiên B_5T_3 được tính (hoạt tải đi trên phần dương):

Do tĩnh tải, xe tải thiết kế và tải trọng làn:

$$P = 1,0\{(1,25\times 28,8+1,5\times 12,5)\times 15,36$$

$$+1,75\times 1,12\times[1,25(145\times 0,768+145\times 0,699+35\times 0,63)+9,3\times 20,48]\} = 1786 \text{ (kN)}$$

Do tĩnh tải, xe hai trục thiết kế và tải trọng làn:

$$P = 1,0\{(1,25\times 28,8+1,5\times 12,5)\times 15,36$$

$$+1,75\times 1,12\times[1,25\times 110(0,768+0,749)+9,3\times 20,48]\} = 1620 \text{ (kN)}$$

Lực dọc trục trong thanh xiên B_5T_3 được tính (hoạt tải đi trên phần âm):

Do tĩnh tải, xe tải thiết kế và tải trọng làn:

$$P = 1,0\{(0,9\times 28,8+0,65\times 12,5)\times 15,36$$

$$-1,75\times 1,12\times[1,25(145\times 0,384+145\times 0,315+35\times 0,246)+9,3\times 5,12]\} = -160 \text{ (kN)}$$

Do tĩnh tải, xe hai trục thiết kế và tải trọng làn:

$$P = 1,0\{(0,9\times 28,8+0,65\times 12,5)\times 15,36$$

$$-1,75\times 1,12\times[1,25\times 110(0,384+0,365)+9,3\times 5,12]\} = -228 \text{ (kN)}$$

Lực dọc trục trong thanh xiên B_5T_5 được tính (hoạt tải đi trên phần dương):

Do tĩnh tải, xe tải thiết kế và tải trọng làn:

$$P = 1,0\{(0,9\times 28,8+0,65\times 12,5)\times(-13,12)$$

$$+1,75\times 1,12\times[1,25(145\times 0,512+145\times 0,443+35\times 0,374)+9,3\times 9,10]\} = 91 \text{ (kN)}$$

Do tĩnh tải, xe hai trục thiết kế và tải trọng làn:

$$P = 1,0\{(0,9\times 28,8+0,65\times 12,5)\times(-13,12)$$

$$+1,75\times 1,12\times[1,25\times 110(0,512+0,493)+9,3\times 9,10]\} = -10 \text{ (kN)}$$

Lực dọc trục trong thanh xiên B_5T_5 được tính (hoạt tải đi trên phần âm):

Do tĩnh tải, xe tải thiết kế và tải trọng làn:

$$P = 1,0\{(1,25\times 28,8+1,5\times 12,5)\times(-13,12)$$

$$-1,75\times 1,12\times[1,25(145\times 0,64+145\times 0,571+35\times 0,502)+9,3\times 22,22]\} = -1594 \text{ (kN)}$$

Do tĩnh tải, xe hai trục thiết kế và tải trọng làn:

$$P = 1,0\{(1,25\times 28,8+1,5\times 12,5)\times(-13,12)$$

$$-1,75\times 1,12\times[1,25\times 110(0,64+0,621)+9,3\times 22,22]\} = -1461 \text{ (kN)}$$

6.7.2. Phần tử chịu kéo

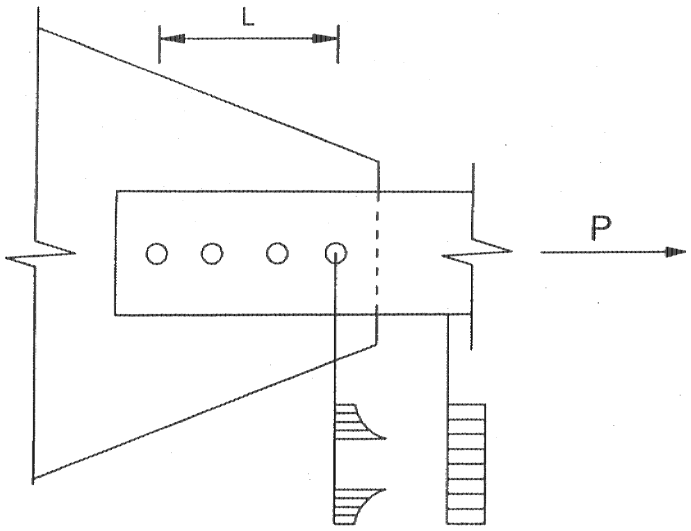
Các phần tử chịu kéo có trong các hệ liên kết ngang và hệ liên kết dọc của cầu dầm và cũng xuất hiện trong cầu dàn và cầu vòm-dàn. Các dây cáp và dây treo của cầu treo và cầu dây văng cũng là các phần tử chịu kéo.

Thật quan trọng để biết rằng phần tử chịu kéo được liên kết với các phần tử khác như thế nào bởi vì cấu tạo liên kết sẽ khống chế sức kháng của thanh chịu kéo; và do vậy, nó luôn luôn được xét đến trước tiên.

6.7.2.1. Các loại liên kết

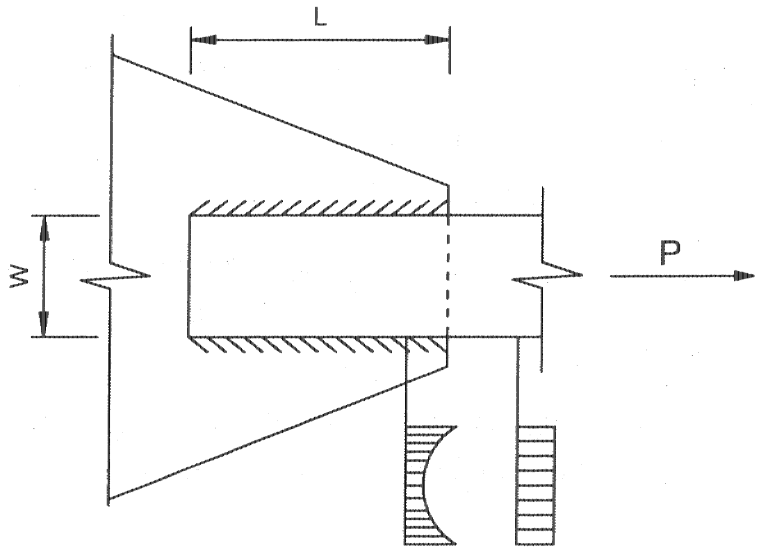
Hai loại liên kết đối với phần tử chịu kéo được xem xét là bu lông và hàn.

Một liên kết bu lông đơn giản giữa hai tấm được thể hiện ở hình 6.26. Ta thấy rằng lỗ bu lông làm giảm diện tích tiết diện của phần tử. Một lỗ bu lông cũng gây ra ứng suất tập trung tại mép lỗ và ứng suất này có thể gấp ba lần ứng suất phân bố đều nằm ngoài lỗ. Sự tập trung ứng suất này vẫn tồn tại khi vật liệu làm việc đàn hồi, nhưng sẽ giảm đi khi ở mức tải trọng cao hơn do hình thành tính dẻo.



Hình 6.26. *Ứng suất tập trung cục bộ và cắt trễ tại lỗ bu lông*

Một liên kết hàn đơn giản giữa hai tấm được thể hiện ở hình 6.27. Đối với liên kết hàn, diện tích tiết diện ngang của phần tử không giảm yếu. Tuy nhiên, ứng suất trong tấm là tập trung tại cạnh đường hàn và chỉ phân bố đều trong phạm vi ngoài liên kết.



Hình 6.27. *Ứng suất tập trung cục bộ và cắt trễ tại đường hàn*

Các ứng suất tập trung này nằm ở mép của liên kết là do hiện tượng được gọi là cắt trễ.

6.7.2.2. Sức kháng kéo

Thí nghiệm kéo thép trong cầu được thể hiện bằng đường cong ứng suất-biến dạng ở hình 2.2. Sau khi điểm chảy F_y đạt đến, tính dẻo bắt đầu. Ứng suất vẫn giữ gần như không đổi cho đến khi biến dạng hóa cứng gây ra ứng suất tăng trở lại trước khi giảm và đứt. Giá trị đỉnh thể hiện ở mỗi loại thép trong hình 2.1 được xác định như là cường độ kéo F_u của thép. Các giá trị F_y và F_u được cho trong bảng 2.1 với các loại thép khác nhau dùng trong cầu.

Khi lực kéo ở đầu liên kết tăng lên, điểm có ứng suất cao nhất ở tiết diện cực hạn sẽ chảy đầu tiên. Điểm này có thể xảy ra tại nơi có ứng suất tập như như thể hiện ở hình 6.26 và 8.27 hoặc nó có thể xảy ra tại nơi có ứng suất dư cao. Khi một phần tiết diện cực hạn bắt đầu chảy và tải trọng tăng hơn nữa thì xảy ra sự phân bố ứng suất do chảy dẻo. Giới hạn chịu kéo sẽ đạt đến khi toàn bộ tiết diện chảy dẻo.

Sức kháng kéo của phần tử chịu lực dọc trục được khống chế bằng giá trị nhỏ hơn của:

Sức kháng chảy trên tiết diện nguyên.

Sức kháng đứt trên tiết diện giảm yếu tại đầu cuối liên kết.

Sức kháng chảy có hệ số được xác định bởi

$$\phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g \tag{6.3}$$

trong đó: ϕ_y - hệ số sức kháng chảy của phần tử chịu kéo;

P_{ny} - sức kháng kéo danh định khi chảy trên tiết diện nguyên (N);

F_y - cường độ chảy (MPa);

A_g - diện tích tiết diện nguyên của phần tử (mm^2);

Sức kháng kéo đứt có hệ số được xác định bởi:

$$\phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_e \tag{6.4}$$

trong đó: ϕ_u - hệ số sức kháng kéo đứt của phần tử chịu kéo;

P_{nu} - sức kháng kéo đứt danh định trong tiết diện thực (N);

F_u - cường độ kéo (MPa);

A_e - diện tích thực có hiệu của phần tử (mm^2).

Đối với liên kết bu lông, diện tích thực có hiệu là:

$$A_e = UA_n \tag{6.5}$$

trong đó: A_n - diện tích thực của thanh (mm^2);

U - hệ số triết giảm do cắt trễ.

Đối với liên kết hàn, diện tích thực có hiệu là:

$$A_e = UA_g \tag{6.6}$$

Hệ số triết giảm U không được áp dụng khi kiểm tra chảy trên tiết diện nguyên bởi vì chảy có xu hướng cân bằng ứng suất kéo không phân bố đều do hiện tượng cắt trễ gây ra. Hệ số sức kháng kéo đứt ϕ_u nhỏ hơn hệ số sức kháng chảy ϕ_y vì khả năng đứt gãy do dòn trong miền biến dạng hóa cứng của đường cong ứng suất-biến dạng.

Hệ số triết giảm U

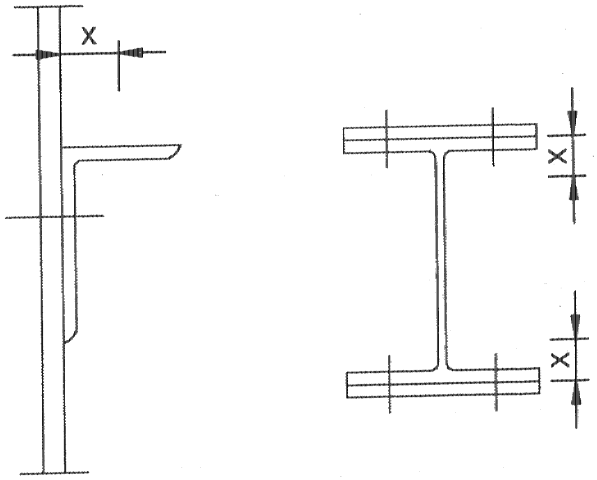
Khi tất cả các bộ phận của thanh (bản biên, vách, thép góc) được liên kết bằng nối trực tiếp hoặc thông qua bản nút để lực được truyền phân bố đều thì $U = 1{,}0$. Nếu chỉ

một phần của các bộ phận được liên kết thì phần tử được liên kết chịu ứng suất nhiều hơn phần tử không được liên kết. Trong trường hợp liên kết một phần, ứng suất phân bố không đều, cắt trễ xảy ra và $U < 1,0$.

Đối với liên kết bu lông một phần, Munse và Chesson (1963) đã cho thấy rằng chiều dài liên kết L (xem hình 6.26) giảm thì ảnh hưởng cắt trễ tăng lên. Biểu thức gần đúng dưới đây được đề nghị để xác định hệ số triết giảm U:

$$U = 1 - \frac{x}{L} \tag{6.7}$$

với x là khoảng cách từ trọng tâm của diện tích phần tử được liên kết đến mặt phẳng chịu cắt của liên kết. Nếu phần tử có hai nhánh đối xứng, x được xác định từ trọng tâm của một nửa diện tích gần nhất. Mô tả khoảng cách x được thể hiện ở hình 6.28. Đối với liên kết bu lông một phần với số bu lông trong một hàng lớn hơn ba theo phương của lực, giá trị biên thấp nhất của U ở công thức (6.7) có thể được lấy 0,85.



Hình 6.28. *Xác định* x

Đối với liên kết hàn một phần của tiết diện cán chữ I và chữ T cắt từ chữ I, được liên kết với ba bu lông hoặc nhiều hơn trên một hàng

$$A_{ne} = UA_{gn} \tag{6.8}$$

trong đó A_{ne} là diện tích thực của phần tử được liên kết (mm^2), A_{gn} là diện tích thực của tiết diện cán nằm ngoài chiều dài liên kết L (mm^2), và U hệ số triết giảm được lấy bằng 0,9, đối với các phần tử khác có ba bu lông hoặc nhiều hơn lấy $U = 0,85$, và đối với tất cả phần tử có hai bu lông trong một hàng lấy $U = 0,75$.

Đối với liên kết hàn với các cạnh không được hàn tất cả (xem hình 6.27), hệ số triết giảm U có thể lấy:

$$\begin{aligned} L > 2W &\rightarrow U = 1,0 \\ 1,5W \le L < 2W &\rightarrow U = 0,87 \\ W \le L < 1,5W &\rightarrow U = 0,75 \end{aligned} \tag{6.9}$$

trong đó: L - chiều dài liên kết (mm);

W - bề rộng phần tử được liên kết (mm);

Nói chung đối với với phần tử tấm, $U = 1,0$.

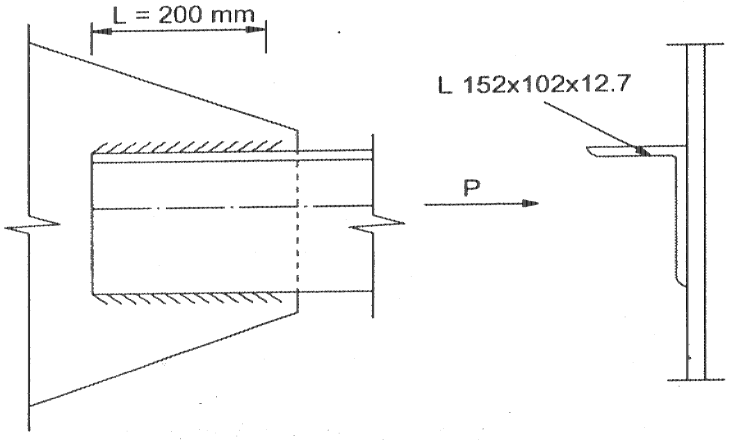
Ví dụ 6.2. Xác định diện tích thực có hiệu và sức kháng kéo có hệ số của một thép góc đơn 152 × 102 × 12,7 chịu kéo được hàn với bản nút như được thể hiện ở hình 6.29. Cấp thép là 250.

Hình 6.2 cho thấy rằng chỉ có một cánh thép góc được liên kết hàn nên diện tích thực phải được giảm đi bằng hệ số U. Áp dụng công thức (6.9), ta được

$$W = 102 < L = 200 < 1,5W = 228 \rightarrow U = 0,75$$

Thép góc có diện tích $A_g = 3060$ (mm^2), và với công thức (6.8), diện tích thực có hiệu được tính bởi

$$A_e = UA_g = 0,75 \times 3060 = 2295 \text{ (mm}^2\text{)}$$



Hình 6.29. *Ví dụ 6.2*

Sức kháng chảy có hệ số của thanh chịu kéo được xác định từ công thức (6.3) với $\phi_y = 0,95$ và $F_y = 250$ MPa là:

$$\phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g = 0,95 \times 250 \times 3060 = 727 \times 10^3 \text{ (N)}$$

Sức kháng kéo đứt có hệ số của thanh được xác định từ công thức (6.4) với $\phi_u = 0,80$ và $F_u = 400$ MPa là:

$$\phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_e = 0,80 \times 400 \times 2295 = 734 \times 10^3 \text{ (N)}$$

Vậy sức kháng kéo có hệ số của thanh là 727 kN.

Diện tích thực

Diện tích thực A_n của thanh chịu kéo bằng tổng các tích bề dày t và bề rộng thực nhỏ nhất w_n của mỗi phần tử. Nếu liên kết bằng bu lông, diện tích thực lớn nhất có kể đến tất cả bu lông trong một hàng đơn (xem hình 6.27). Trong một số trường hợp do hạn chế về khoảng cách nên bu lông có thể bố trí thành nhiều hàng. Diện tích giảm yếu

là nhỏ nhất nếu bố trí các bu lông theo đường xiên góc (xem hình 6.30). Bề rộng thực được xác định mỗi hàng lỗ bu lông theo phương ngang, đường xiên góc, hay đường zíc zắc. Tất cả các đường phá hoại có thể xảy ra đều phải được xem xét và chỉ có trị số nhỏ nhất S_n tương ứng mới được sử dụng. Bề rộng thực của đường qua các lỗ được tính bằng cách trừ bề rộng nguyên của phần tử cho bề rộng các lỗ và cộng thêm vào trị số $s^2/4g$ cho mỗi đường xiên góc có trong đường qua các lỗ, nghĩa là

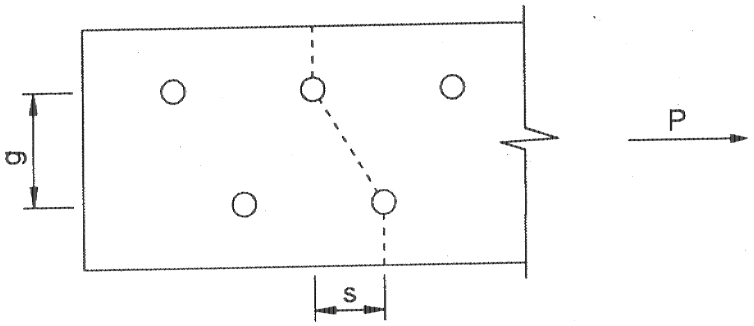
$$w_n = w_g - \sum d + \sum \frac{s^2}{4g} \qquad (6.10)$$

trong đó: w_g - bề rộng nguyên của phần tử (mm);

d - đường kính danh định của bu lông (mm) cộng với 3,2 mm;

s - khoảng cách so le giữa hai bu lông trong hai hàng (mm);

g - khoảng cách ngang giữa hai lỗ bu lông (mm).

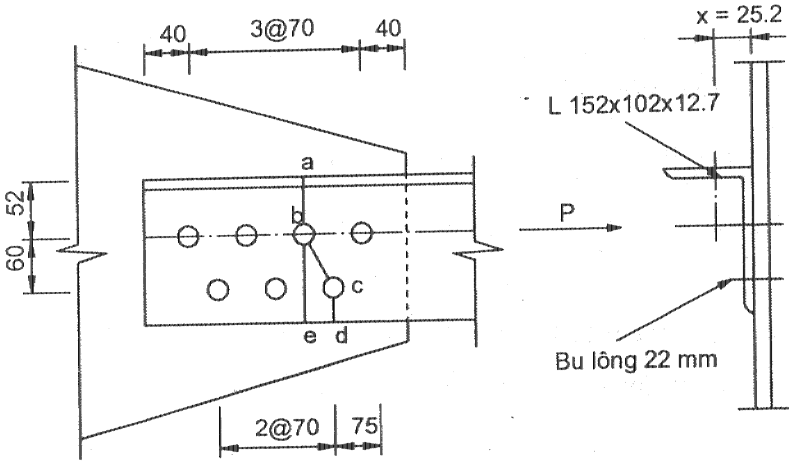


Hình 6.30. Các bu lông bố trí theo đường xiên góc

Ví dụ 6.3. Xác định diện tích thực và sức kháng kéo có hệ số của thanh chịu kéo tiết diện thép góc đơn L 152×102×12,7 được liên kết bu lông với bản nút như thể hiện ở hình 6.31. Lỗ dùng cho bu lông đường kính danh định 22 mm. Dùng thép cấp 250.

Bề rộng nguyên của tiết diện thanh bằng tổng bề rộng các cánh trừ đi bề dày, nghĩa là

$$w_g = 152 + 102 - 12,7 = 241,3 \text{ (mm)}$$



Hình 6.31. Ví dụ 6.3

Đường kính lỗ có hiệu là:

$$d = 22 + 3,2 = 25,2 \text{ (mm)}$$

Áp dụng công thức (6.10), bề rộng thực theo đường abcd là:

$$w_n = 241,3 - 2 \times 25,2 + \frac{35^2}{4 \times 60} = 196,0 \text{ (mm)}$$

và theo đường abe là:

$$w_n = 241,3 - 25,2 = 216,1 \text{ (mm)}$$

Do đó, tính toán theo đường abcd sẽ bất lợi hơn và diện tích thực nhỏ nhất là:

$$A_n = tw_n = 196 \times 12,7 = 2489 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Bởi vì chỉ có một cạnh tiết diện được liên kết nên tiết diện thực phải triết giảm bởi hệ số U được xác định theo công thức (6.7):

$$U = 1 - \frac{25,2}{3 \times 70} = 0,88 > 0,85$$

và từ công thức (6.6), diện tích thực có hiệu được tính:

$$A_e = UA_n = 0,88 \times 2489 = 2190 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Sức kháng chảy có hệ số của thanh chịu kéo được xác định từ công thức (6.3) với $\phi_y = 0,95$ và $F_y = 250$ MPa là:

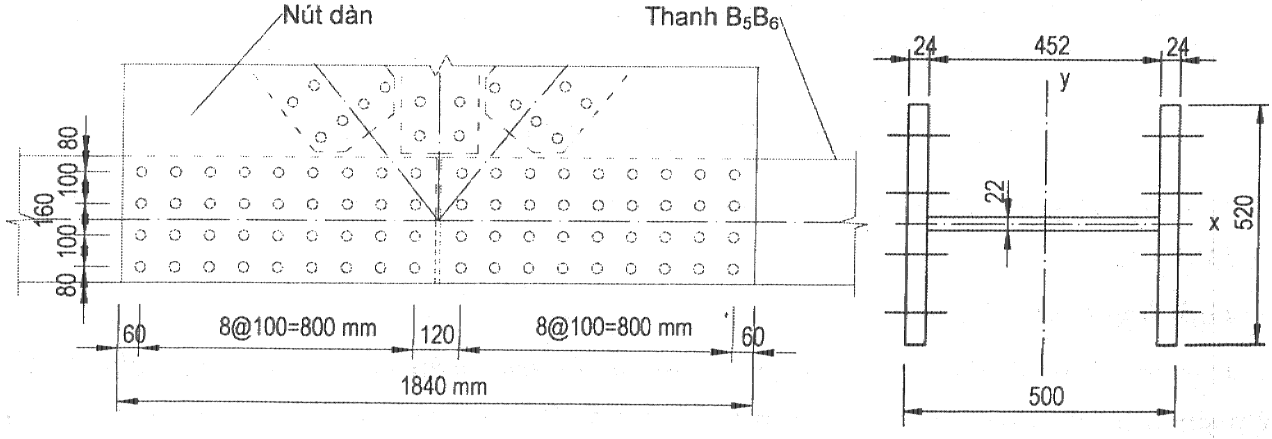
$$\phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g = 0.95 \times 250 \times 3060 = 727 \times 10^3 \text{ (N)}$$

Sức kháng kéo đứt có hệ số của thanh được xác định từ công thức (6.4) với $\phi_u = 0.80$ và $F_u = 400$ MPa là:

$$\phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_e = 0.80 \times 400 \times 2190 = 701 \times 10^3 \text{ (N)}$$

Vậy sức kháng kéo có hệ số của thanh là 701 kN.

Ví dụ 6.4. Kiểm tra trạng thái giới hạn cường độ của thanh biên dưới B_5B_6 trong nhịp dàn ở hình 6.25 (Ví dụ 6.1). Thanh B_5B_6 chỉ chịu kéo với lực kéo lớn nhất là 7365 kN và được liên kết với bản nút tại nút dàn B_5. Hình 6.32 mô tả cấu tạo liên kết đầu thanh với bản nút bằng bu lông cường độ cao đường kính 22 mm. Cấp thép sử dụng là 250.



Hình 6.32. *Bu lông liên kết thanh B_5B_6 với bản nút*

Kiểm tra điều kiện $L/h = 8000/520 = 15,4$ lớn hơn 15,

Diện tích tiết diện nguyên của thanh là:

$$A_g = 2 \times 520 \times 24 + 452 \times 22 = 34904 \ (mm^2)$$

Đường kính lỗ có hiệu là:

$$d = 22 + 3,2 = 25,2 \ (mm)$$

Bề rộng thực nhỏ nhất của hai bản đứng là:

$$w_{n1} = 2 \times 520 - 8 \times 25,2 = 838,4 \ (mm)$$

và của bản ngang được tính:

$$w_{n2} = 500 - 2 \times 24 = 452 \ (mm)$$

Diện tích thực của thanh là:

$$A_n = 838,4 \times 24 + 452 \times 22 = 30065,6 \ (mm^2)$$

Bởi vì chỉ có hai bản đứng của tiết diện được liên kết nên tiết diện thực phải triết giảm bởi hệ số U được xác định theo công thức (6.7). Khoảng cách x được tính từ mặt phẳng chịu cắt đến trọng tâm của một nửa diện tích tiết diện là:

$$x = \frac{520 \times 24 \times (24/2) + (452/2) \times 22 \times (452/4 + 24)}{520 \times 24 + (452/2) \times 22} = 47,6 \ (mm)$$

và hệ số triết giảm U được xác định bởi:

$$U = 1 - \frac{47,6}{800} = 0,94 > 0,85$$

và từ công thức (6.6), diện tích thực có hiệu được tính:

$$A_e = UA_n = 0,94 \times 30065,6 = 28262 \ (mm^2)$$

Sức kháng chảy có hệ số của thanh chịu kéo được xác định từ công thức (6.3) với $\phi_y = 0,95$ và $F_y = 250$ MPa là:

$$\phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g = 0,95 \times 250 \times 34904 \times 10^{-3} = 8290 \ (kN)$$

Sức kháng kéo đứt có hệ số của thanh được xác định từ công thức (6.4) với $\phi_u = 0,80$ và $F_u = 400$ MPa là:

$$\phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_e = 0,80 \times 400 \times 28262 \times 10^{-3} = 9044 \ (kN)$$

Vậy sức kháng kéo có hệ số nhỏ nhất của thanh là 8290 kN lớn hơn lực kéo có hệ số là 7365 kN.

Giới hạn tỷ số độ mảnh

Các yêu cầu về độ mảnh thường liên quan đến các phần tử chịu nén. Tuy nhiên, đối với phần tử chịu kéo cũng cần giới hạn độ mảnh. Nếu lực dọc trục trong phần tử chịu kéo tác dụng lệch tâm và chịu một lực ngang nhỏ thì các dao động hoặc độ võng không

mong muốn có thể xảy ra. Các yêu cầu độ mảnh được đưa ra dưới dạng tỷ số L/r, trong đó L là chiều dài phần tử và r là bán kính quán tính của tiết diện ngang; và độ mảnh giới hạn của phần tử chịu kéo trừ các thanh tròn, thanh có móc treo, cáp và tấm được cho ở bảng 6.1.

Bảng 6.1. Độ mảnh giới cho phần tử chịu kéo

Phần tử chịu kéo	max (L/r)
Phần tử chịu lực chính: Chịu ứng suất đổi dấu Không chịu ứng suất đổi dấu	 140 200
Phần tử hệ liên kết	240

Ví dụ 6.5. Kiểm tra độ mảnh của thanh biên dàn chủ B_5B_6 chỉ chịu kéo với tiết diện được thể hiện ở hình 6.32.

Mô men quán tính đối với trục x nằm ngang được tính:

$$I_x = 2\times\left(\frac{1}{12}\times 24\times 520^3\right)+\frac{1}{12}\times 452\times 22^3 = 562,6\times 10^6 \ (mm^4)$$

và đối với trục y thẳng đứng là:

$$I_y = 2\times\left[\frac{1}{12}\times 520\times 24^3 + 520\times 24\times\left(\frac{500}{2}-\frac{24}{2}\right)^2\right]+\frac{1}{12}\times 22\times 452^3 = 158,4\times 10^6 \ (mm^4)$$

Diện tích tiết diện nguyên là $A_g = 34904 \ mm^2$. Từ đó, bán kính quán tính được tính lần lượt đối với trục x và y là:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = \sqrt{\frac{562,6\times 10^6}{34904}} = 127 \ (mm)$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = \sqrt{\frac{158,4\times 10^6}{34904}} = 67,4 \ (mm)$$

Độ mảnh lớn nhất của tiết diện thanh biên dàn chủ là:

$$\frac{L}{r} = \frac{L}{\min\left[r_x, r_y\right]} = \frac{8000}{67,4} = 118,7 \text{ nhỏ hơn độ mảnh giới hạn 200}$$

6.7.3. Phần tử chịu nén

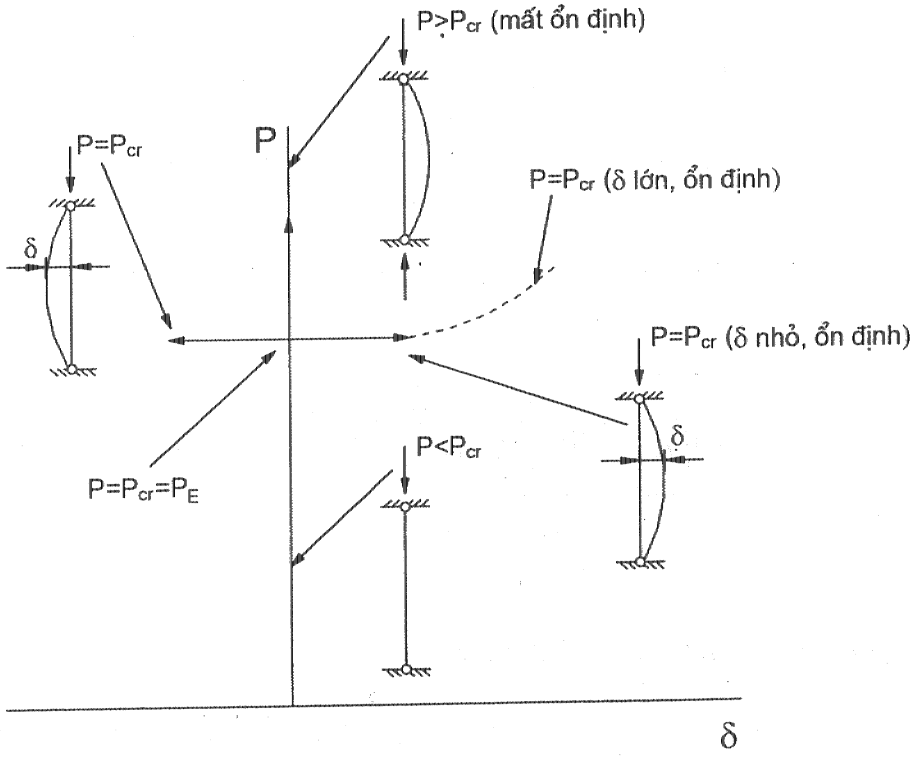
Các phần tử chịu nén là các phần tử kết cấu chỉ chịu lực nén dọc theo trục của phần tử và gây ra ứng suất phân bố đều trên toàn tiết diện. Ứng suất phân bố đều này là trường hợp lý tưởng vì thường có độ lệch tâm giữa trọng tâm tiết diện và tải trọng tác dụng. Khi đó, mô men gây ra thường nhỏ. Loại kết cấu thông dụng nhất của phần tử chịu nén là cột. Nếu có mô men do tải trọng ngang thì chúng không thể bỏ qua và phần

tử đó phải xem là dầm-cột. Các phần tử chịu nén có trong kết cấu dàn, hệ liên kết ngang, và hệ liên kết dọc nơi mà độ lệch tâm là nhỏ và mô men do độ lệch tâm này có thể không xét đến trong thiết kế.

6.7.3.1. Ổn định của cột (phần tử chịu nén)

Trong kết cấu thép, tiết diện ngang cột thường mảnh và các trạng thái giới hạn khác đạt đến trước khi vật liệu chảy. Các trạng thái giới hạn này liên quan đến mất ổn định quá đàn hồi và mảnh. Chúng bao gồm mất ổn định ngang, mất ổn định cục bộ, và mất ổn định xoắn ngang của phần tử chịu nén. Mỗi trạng thái giới hạn phải được xem xét kỹ lưỡng trong thiết kế để lựa chọn phần tử chịu nén.

Để tìm hiểu hiện tượng mất ổn định, đầu tiên xét một cột hai đầu khớp, đàn hồi và thẳng lý tưởng. Khi lực nén dọc trục lên cột tăng lên, cột vẫn thẳng và ngắn lại một cách đàn hồi cho đến khi tải trọng cực hạn P_{cr} đạt đến. Tải trọng cực hạn được định nghĩa như tải trọng nén dọc trục nhỏ nhất mà khi đó, một chuyển ngang nhỏ gây ra cho cột uốn ngang và tìm đến vị trí cân bằng mới. Định nghĩa về tải trọng cực hạn này được miêu tả bằng đường cong tải trọng-chuyển vị ở hình 6.33.



Hình 6.33. *Đường cong tải trọng-chuyển vị của cột đàn hồi*

Ở hình 6.33, điểm mà tại đó tính chất làm việc thay đổi được gọi là điểm rẽ. Đường quan hệ tải trọng-chuyển vị là đường thẳng cho đến điểm rẽ này đạt đến, và sau đó thân cột dịch chuyển sang phải hoặc trái tùy thuộc vào phương của tác động ngang. Khi chuyển vị ngang khác không thì sự phá hoại do mất ổn định xảy ra và lý thuyết biến dạng nhỏ báo trước rằng việc tăng tải trọng lên nữa là không thể. Nếu theo lý thuyết

biến dạng lớn thì nội lực phụ thêm sẽ phát triển và đường cong tải trọng-chuyển vị sẽ theo đường nét đứt ở hình 6.33.

Năm 1759, Euler đã tìm ra lời giải về mất ổn định theo lý thuyết biến dạng nhỏ. Tải trọng mất ổn định tới hạn được ông tìm thấy đã trở nên quá quen thuộc là

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \tag{6.11}$$

trong đó: E - mô đun đàn hồi của vật liệu;

I - mô men quán tính của tiết diện cột đối với trục quán tính vuông góc với mặt phẳng mất ổn định (nghĩa là, đối với trục có I nhỏ hơn);

L - chiều dài cột hai đầu khớp.

Công thức (6.11) có thể được biểu diễn bằng ứng suất mất ổn định cực hạn σ_{cr} bằng cách chia hai vế cho diện tích nguyên của tiết diện A_s

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{A_s} = \frac{\pi^2 (EI/A_s)}{L^2} \tag{6.12}$$

Bằng cách dùng định nghĩa về bán kính quán tính r của tiết diện ($I = Ar^2$) và viết lại công thức trên, ta sẽ được

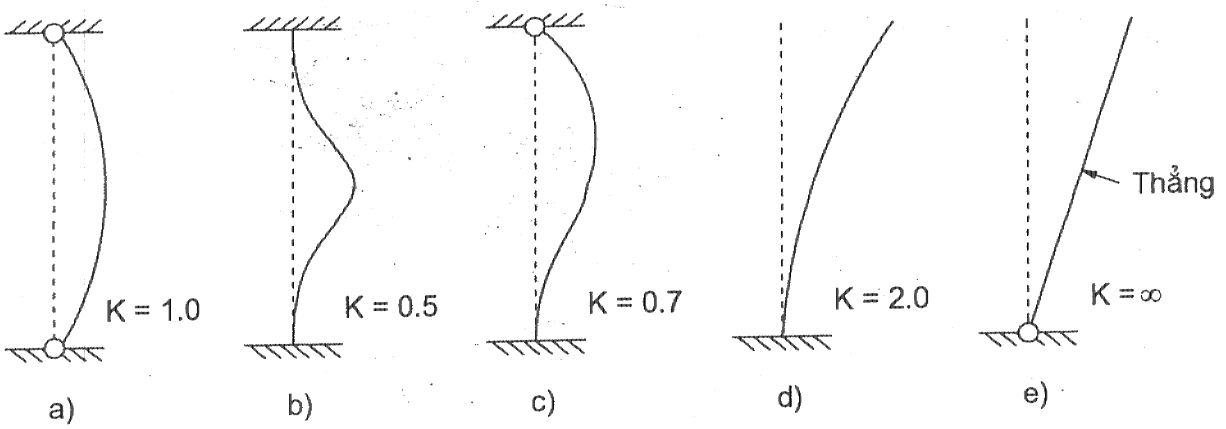
$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \tag{6.13}$$

trong đó: L/r thông thường được hiểu là tỷ số độ mảnh của cột. Mất ổn định xảy ra đối với trục có mô men quán tính nhỏ nhất hoặc có bán kính quán tính nhỏ nhất. Trong một số trường hợp, trục quán tính tới hạn là xiên, như trường hợp thanh chịu nén của thép góc đơn, Trong bất kỳ trường hợp nào, tỷ số độ mảnh lớn nhất phải được tìm thấy bởi vì nó khống chế ứng suất tới hạn.

Ứng suất mất ổn định tới hạn lý tưởng cho ở công thức (6.13) chịu ảnh hưởng của ba thông số cơ bản: liên kết ở hai đầu cột, ứng suất dư, và độ cong ban đầu. Thông số đầu tiên phụ thuộc cột được liên kết như thế nào và hai thông số sau phụ thuộc và việc chế tạo.

Chiều dài có hiệu của cột

Bài toán mất ổn định của Euler áp dụng cho cột lý tưởng không có mô men ở hai đầu. Đối với cột có chiều dài L mà hai đầu không dịch chuyển ngang, liên kết ở đầu gây ra vị trí có mô men bằng không dịch chuyển cách xa hai đầu cột. Khoảng cách giữa các điểm có mô men bằng không là chiều dài cột khớp-khớp có hiệu KL, trong đó $K < 1$. Nếu liên kết hai đầu là khớp hoặc ngàm thì giá trị của K được thể hiện ở hình 6.34a, b, và c.



Hình 6.34. *Hệ số chiều dài có hiệu* K *của cột*

Nếu hai đầu cột dịch chuyển ngang thì chiều dài có hiệu của cột KL có thể lớn hơn với K lớn hơn đáng kể so với 1. Tính chất này được thể hiện ở hình 6.34d và e với một đầu tự do và đầu kia ngàm hoặc khớp. Nói chung, ứng suất mất ổn định cực hạn đối với cột có chiều dài có hiệu KL có thể tìm được bằng cách viết lại công thức (6.13)

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \tag{6.14}$$

trong đó K là hệ số chiều dài có hiệu.

Trong thực tế, các thanh giàn thường được liên kết vào nút bằng liên kết hàn hoặc bu lông cường độ cao nên hệ số K nằm trong khoảng giữa của sơ đồ khớp và ngàm (hình 6.34a và 6.34b). Đối với liên bu lông hay hàn ở hai đầu phần tử chịu nén mà không dịch chuyển ngang, K có thể lấy bằng 0,75. Vì vậy, chiều dài có hiệu của các phần tử chịu nén trong hệ liên kết ngang, hệ liên kết dọc có thể lấy bằng 0,75L với L là chiều dài không được liên kết ngang của phần tử.

Ứng suất dư

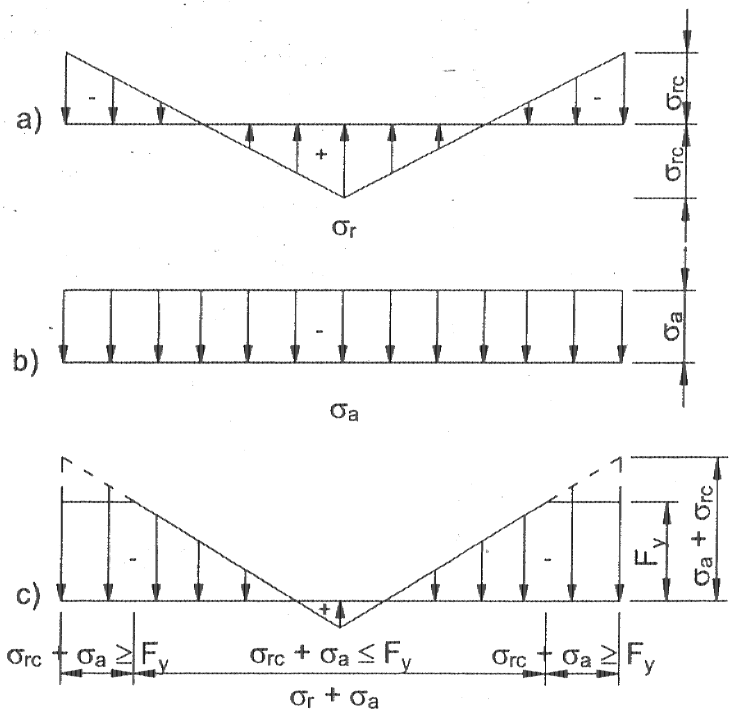
Ứng suất dư đã được đề cập trong Chương 2. Nói chung, chúng được gây ra bởi sự nguội lạnh không đều của các phần tử kết cấu trong quá trình gia công hay chế tạo. Nguyên lý cơ bản của ứng suất dư có thể được tóm tắt như sau: các thớ nguội lạnh trước chịu ứng suất dư nén, và các thớ nguội lạnh sau chịu ứng suất dư kéo.

Độ lớn của ứng suất dư có thể bằng cường độ chảy của vật liệu. Ứng suất nén dọc trục do tải trọng tác dụng thêm vào có thể gây ra chảy đáng kể trong tiết diện khi mà mức tải trọng tác dụng này còn nhỏ hơn $F_y A_s$. Ứng suất tổ hợp này được trình bày ở hình 6.35, trong đó σ_{rc} là ứng suất dư nén, σ_{rt} là ứng suất dư kéo, và σ_a là ứng suất nén dọc trục do tải trọng tác dụng thêm vào. Các điểm ngoài cùng của phần tử đạt tới dẻo trong khi các điểm bên trong vẫn còn đàn hồi.

Độ cong ban đầu

Ứng suất dư hình thành dọc theo chiều dài phần tử và mỗi tiết diện được giả thiết có sự phân bố ứng suất giống như biểu đồ ứng suất ở hình 6.35. Sự phân bố đều dọc theo

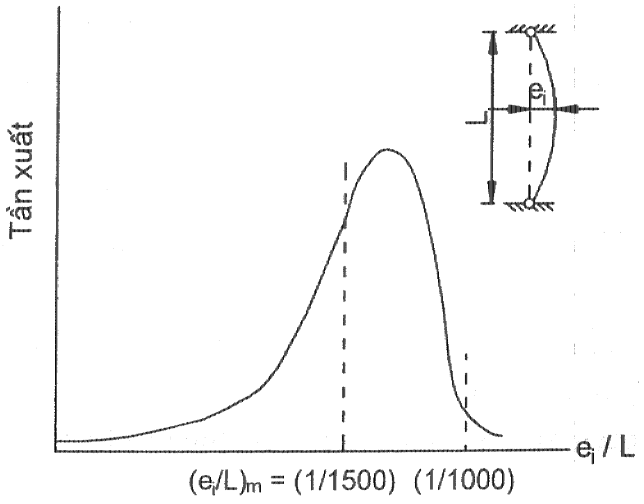
chiều dài phần tử này chỉ xảy ra nếu quá trình nguội lạnh là đều. Tuy nhiên, nếu một phần tử nóng đặt một bên và một phần tử ít nóng hơn đặt bên kia thì sự nguội lạnh sẽ không đều trên tiết diện ngang. Hơn nữa, các mép cắt nguội nhanh hơn các đoạn giữa và sự nguội lạnh sẽ không đều dọc theo chiều dài phần tử. Sau khi nguội lạnh, sự phân bố ứng suất dư không đều gây cho phần tử bị cong, uốn và thậm chí xoắn vặn. Nếu phần tử đó dùng làm cột thì nó không còn thỏa mãn giả thiết cột thẳng tuyệt đối, và do đó nó phải được xét đến độ cong ban đầu.



Hình 6.35
a) Ứng suất dư; b) Ứng suất nén do tải trọng; c) Tổng hợp ứng suất

Một cột có độ cong ban đầu sẽ gây ra mô men khi tải trọng dọc trục tác dụng. Một phần sức kháng của cột dùng để chịu mô men uốn và một sức kháng nhỏ hơn để chịu lực dọc trục. Do vậy, một cột không hoàn hảo sẽ có sức kháng chịu lực nhỏ hơn so với cột lý tưởng.

Độ cong ban đầu của các dạng thép I cánh rộng được thống kê ở hình 6.36 theo tỷ lệ với chiều dài nhịp (e_i/L). Giá trị trung bình của độ lệch tâm ngẫu nhiên là $(e_i)_m = L/1500$ và giá trị lớn nhất là $L/1000$.

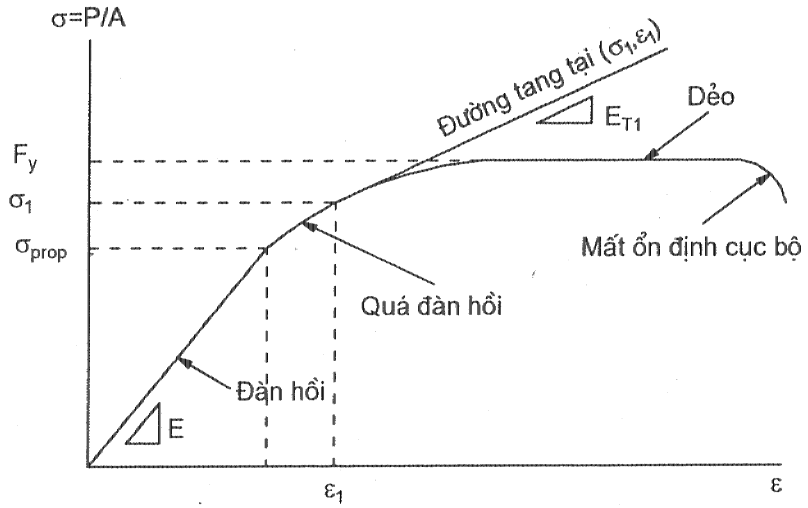


Hình 6.36 *Độ cong ban đầu theo số liệu thống kê*

6.7.3.2. Mất ổn định quá đàn hồi

Tải trọng mất ổn định Euler ở công thức (6.11) dựa vào giả thiết vật liệu làm việc đàn hồi. Đối với cột dài và độ mảnh lớn, giả thiết này là hợp lý bởi vì sự mất ổn định xảy ra ở mức tải trọng tương đối thấp và ứng suất gây ra thấp hơn cường độ chảy của vật liệu. Tuy nhiên, đối với cột ngắn và chắc, tải trọng mất ổn định cao hơn và một phần tiết diện xuất hiện chảy.

Đối với những cột ngắn, không phải toàn bộ tiết diện đều đạt đến ứng suất chảy bởi vì những nơi có ứng suất dư nén sẽ chảy đầu tiên như mô tả ở hình 6.35. Vì vậy, khi lực nén dọc trục tăng lên thì phần tiết diện còn làm việc đàn hồi sẽ giảm đi cho đến khi toàn bộ tiết diện trở thành dẻo. Sự chuyển tiếp từ tính chất đàn hồi sang dẻo được biểu diễn bằng đường cong ứng suất-biến dạng ở hình 6.37 đối với cột chắc. Tính chất đường cong ứng suất-biến dạng này khác với sự thay đổi đột ngột từ đàn hồi sang dẻo thường thấy trong thí nghiệm một thanh thép thông thường (xem hình 2.1).



Hình 6.37. *Đường cong ứng suất-biến dạng của cột chắc chịu nén*

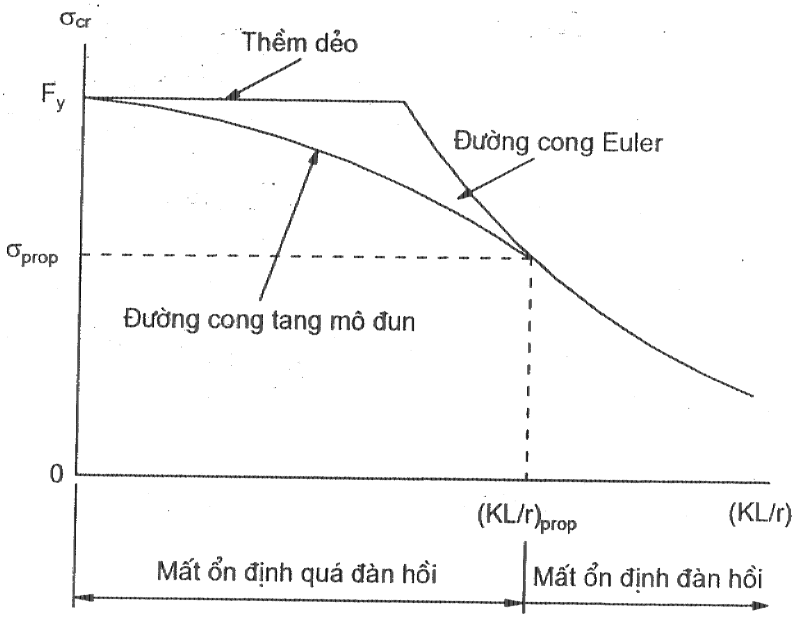
Đường cong ứng suất-biến dạng ở hình 6.37 của cột chắc bắt nguồn từ sự làm việc đàn hồi tại giới hạn tỷ lệ σ_{prop} và từ từ chuyển sang sự làm việc dẻo khi đạt đến F_y. Mô đun đàn hồi E biểu diễn cho tính chất đàn hồi cho đến khi tổng ứng suất do lực nén tác dụng và ứng suất dư lớn nhất ở hình 6.35 bằng giới hạn chảy, nghĩa là

$$\sigma_a + \sigma_{cr} = F_y \rightarrow \sigma_{prop} = F_y - \sigma_{rc} \tag{6.15}$$

Trong sự chuyển tiếp giữa sự làm việc đàn hồi sang dẻo, tốc độ thay đổi ứng suất theo biến dạng được biểu diễn bằng mô đun tang E_T như được thể hiện ở hình 6.37. Miền này trong đường cong nơi mà tiết diện có sự pha trộn giữa đàn hồi và dẻo được gọi là quá đàn hồi. Mô đun quá đàn hồi hoặc mô đun tang của cột được định nghĩa bằng cách thay E_T cho E ở công thức (6.14):

$$\sigma_T = \frac{\pi^2 E_T}{(KL/r)^2} \tag{6.16}$$

Đường cong mất ổn định của cột kết hợp mô đun đàn hồi (Euler) và mô đun tang (quá đàn hồi) được thể hiện ở hình 6.38. Điểm chuyển tiếp sự thay đổi từ sự làm việc đàn hồi sang quá đàn hồi là giới hạn ứng suất tỷ lệ σ_{prop} ở công thức (6.15) và tỷ số độ mảnh tương ứng $(KL/r)_{prop}$.



Hình 6.38: Đường cong kết hợp mô đun tang và Euler của cột

6.7.3.3. Sức kháng nén

Sức kháng cột ngắn hay chắc đối với lực dọc trục sẽ là lớn nhất khi mất ổn định không xảy ra và toàn độ diện tích tiết diện A_s đạt ứng suất chảy F_y. Tải trọng chảy dẻo hoàn toàn P_y là tải trọng dọc trục lớn nhất mà cột có thể chịu được và có thể được dùng để tiêu chuẩn hóa các đường cong của cột để chúng độc lập với cấp của thép. Tải trọng dẻo dọc trục là:

$$P_y = A_s F_y \tag{6.17}$$

Đối với cột dài, tải trọng mất ổn định Euler cực hạn P_{cr} được tìm bằng cách nhân công thức (6.14) với A_s:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E A_s}{(KL/r)^2} \tag{6.18}$$

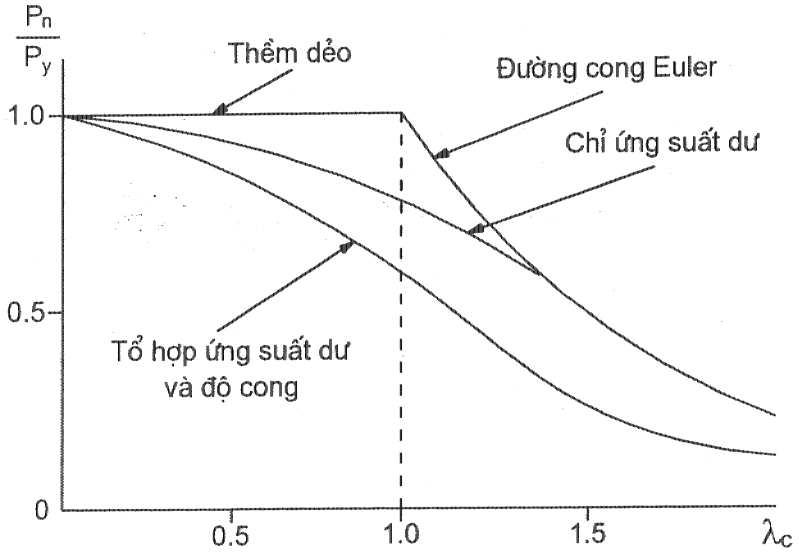
Khi chia công thức (6.18) cho công thức (6.17), đường cong đàn hồi Euler chuẩn hóa của cột được xác định bởi:

$$\frac{P_{cr}}{P_y} = \left(\frac{\pi r}{KL}\right)^2 \frac{E}{F_y} = \frac{1}{\lambda_c^2} \tag{6.19}$$

với λ_c là độ mảnh của cột

$$\lambda_c = \left(\frac{KL}{\pi r}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}} \qquad (6.20)$$

Thềm dẻo chuẩn hóa và đường cong Euler của cột được thể hiện bằng các đường cong ở trên của hình 6.38. Đường cong chuyển tiếp quá đàn hồi do ứng suất dư cũng được thể hiện. Đường cong cột mà kể cả sự giảm tải trọng mất ổn định phụ thêm do độ cong ban đầu được thể hiện đường cong ở dưới cùng của hình 6.39. Đường cong dưới cùng này là đường cong sức kháng cột trong tiêu chuẩn thiết kế.



Hình 6.39: *Các đường cong chuẩn hóa có xét đến sự không hoàn hảo của cột*

Đường cong sức kháng của cột biểu diễn tổ hợp sự làm việc quá đàn hồi và đàn hồi. Mất ổn định quá đàn hồi xảy ra với các cột có chiều dài trung gian từ $\lambda_c = 0$ đến $\lambda_c = \lambda_{prop}$, trong đó λ_{prop} là độ mảnh ứng với ứng suất tới hạn Euler σ_{prop}. Mất ổn định đàn hồi xảy ra đối với cột dài xảy ra khi λ_c lớn hơn λ_{prop}. Thay công thức (6.15) và các định nghĩa này vào công thức (6.19), ta được:

$$\frac{F_y - \sigma_{cr}}{F_y}.\frac{A_s}{A_s} = \frac{1}{\lambda_{prop}^2} \rightarrow \lambda_{prop}^2 = \frac{1}{1 - \sigma_{rc}/F_y} \qquad (6.21)$$

Giá trị λ_{prop} phụ thuộc vào mức độ lớn hay nhỏ của ứng suất dư nén σ_{rc} so với ứng suất chảy F_y. Ví dụ, nếu $F_y = 345$ MPa và $\sigma_{rc} = 190$ MPa thì công thức (6.21) sẽ cho:

$$\lambda_{prop}^2 = \frac{1}{1-(190/345)} = 2,27 \approx 2,25 \qquad (6.22)$$

và $\lambda_{prop} = 1,5$. Ứng suất dư càng lớn thì số hạng độ mảnh càng lớn mà tại đó xảy ra sự chuyển tiếp mất ổn định đàn hồi. Hầu hết các cột được thiết kế làm việc như cột có chiều dài trung gian quá đàn hồi. Ít khi các cột có độ đủ độ mảnh để làm việc như cột dài đàn hồi với tải trọng tới hạn Euler.

Sức kháng nén danh định

Để tránh căn bậc hai trong công thức (6.20), số hạng độ mảnh λ được định nghĩa lại như sau:

$$\lambda = \lambda_c^2 = \left(\frac{KL}{\pi r}\right)^2 \frac{F_y}{E} \tag{6.23}$$

Điểm chuyển tiếp giữa mất ổn định quá đàn hồi và mất ổn định đàn hồi hoặc giữa cột chiều dài trung gian và cột dài được chỉ rõ bằng 2,25. Đối với cột dài ($\lambda \geq 2,25$), sức kháng cột danh định P_n được xác định bởi:

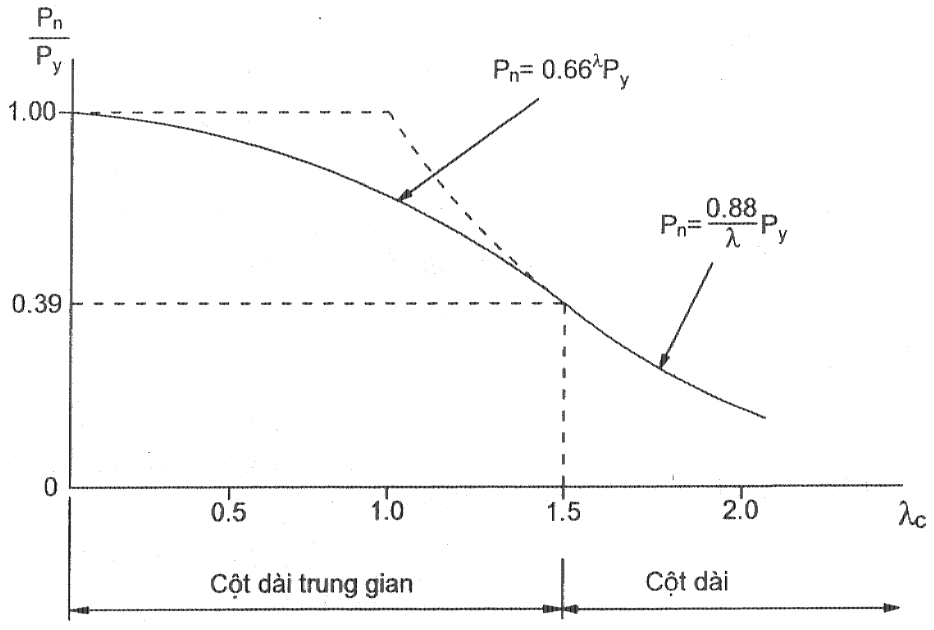
$$P_n = \frac{0,88}{\lambda} F_y A_s \tag{6.24}$$

là tải trọng tới hạn Euler của công thức (6.18) được triết giảm đi bằng một hệ số 0.88 để xét đến độ cong ban đầu $L/1500$.

Đối với cột dài trung gian ($\lambda < 2,25$), sức kháng cột danh định P_n được xác định từ đường tang mô đun mà cho thấy sự chuyển tiếp giữa $P_n = P_y$ và đường cong mất ổn định Euler. Công thức xác định đường chuyển tiếp này là:

$$P_n = 0,66^{\lambda} F_y A_s \tag{6.25}$$

Các đường cong biểu diễn công thức (6.24) và (6.25) được thể hiện ở hình 6.40 đối với λ_c hơn là λ để có dạng đường cong như ở hình 6.38 và 6.39.



***Hình 6.40.** Đường cong thiết kế cột*

Sức kháng có hệ số P_r được xác định bằng cách nhân sức kháng danh định P_n với hệ số sức kháng nén ϕ_c, nghĩa là:

$$P_r = \phi_c P_n \tag{6.26}$$

Tỷ số giới hạn chiều rộng/bề dày

Sức kháng nén của cột chiều dài trung gian được dựa vào đường tang mô đun có được từ các thí nghiệm của cột chắc. Đường cong ứng suất-biến dạng đặc trưng của cột chắc được thể hiện ở hình 6.37. Bởi vì cột chắc là cột tương đối ngắn nên không có mất ổn định uốn. Tuy nhiên, nó có thể mất ổn định cục bộ với tải trọng tác dụng nhỏ hơn nếu tỷ số chiều rộng/bề dày quá lớn. Vì vậy, độ mảnh của tấm phải thỏa mãn

$$\frac{b}{t} \le k\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (6.27)$$

trong đó: k - hệ số mất ổn định tấm được lấy ở bảng 6.2;

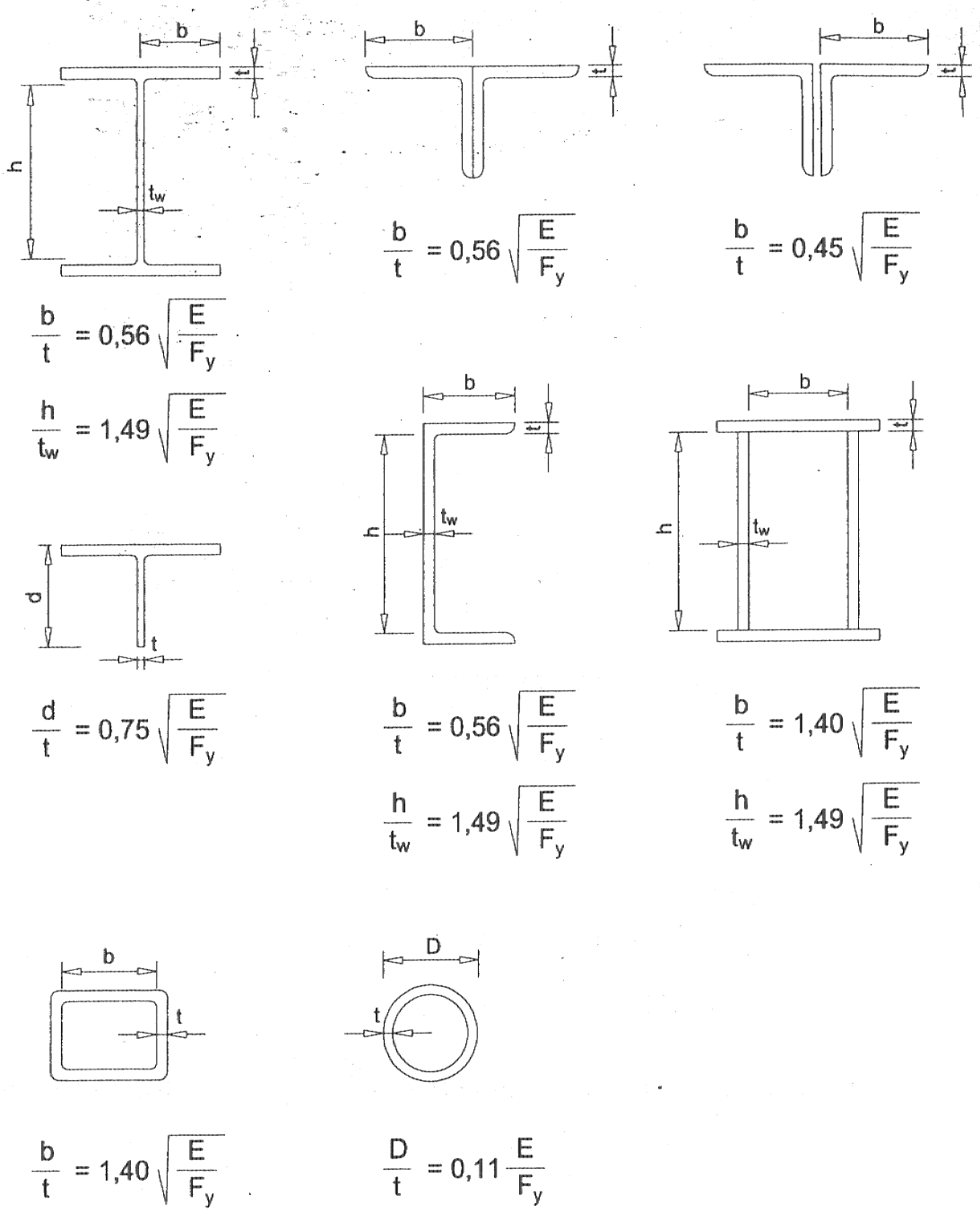
b - chiều rộng của tấm được mô tả trong bảng 5.2 (mm);

t - bề dày của tấm (mm).

Các yêu cầu trong bảng 6.2 và được mô tả ở hình 6.41 đối với tấm được đỡ dọc một mép và tấm được đỡ dọc hai mép.

Bảng 6.2. Tỷ số giới hạn chiều rộng/bề dày

Tấm được đỡ dọc một mép	**k**	**b**
Bản biên và cánh chìa của tấm	0,56	- Một nửa chiều rộng bản biên của tiết diện chữ I - Chiều rộng toàn bộ của tiết diện máng - Khoảng cách giữa mép tự do và hàng bu lông hoặc hàn đầu tiên trong tấm - Chiều rộng toàn bộ của một cánh thép góc của một cặp thép góc gắn kết liền nhau
Thân thép cán chữ T	0,75	- Toàn bộ chiều cao của T
Các bộ phận chìa ra khác	0,45	- Toàn bộ chiều rộng của cánh thép góc đơn trong thanh giằng hoặc thanh giằng có hai thép góc không gắn liên nhau - Toàn bộ chiều rộng cánh chìa ra khác
Tấm được đỡ dọc hai mép	**k**	**b**
Bản biên trong hộp và các bản táp	1,40	- Khoảng cách tĩnh giữa các bản vách từ đi bán kính góc bên trong ở mỗi bên của bản biên tiết diện hộp - Khoảng cách giữa các hàng bu lông và đường hàn đối với bản táp
Vách và các phần tử tấm khác	1,49	- Khoảng cách tĩnh giữa các bản biên trừ đi các bán kính góc của vách trong tiết diện cán - Khoảng cách tĩnh giữa các gối đỡ mép đối với các bộ phận khác
Bản táp có khoét lỗ	1,86	- Khoảng cách tĩnh giữa các gối đỡ mép



Hình 6.41. *Giới hạn tỷ số độ mảnh*

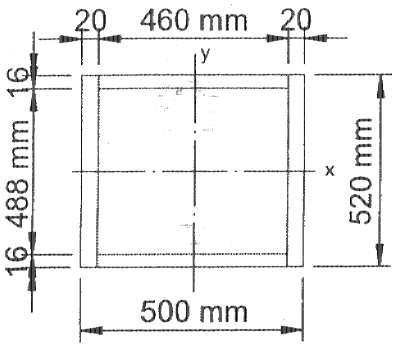
Tỷ số giới hạn độ mảnh

Nếu cột quá mảnh thì nó sẽ có sức kháng nhỏ và không kinh tế và rất dễ mất ổn định và có khi sụp đổ bất ngờ tùy thuộc vào tầm quan trọng của thanh và hệ kết cấu. Giới hạn yêu cầu đối với các thanh được thể hiện ở bảng 6.3.

Bảng 6.3. Độ mảnh giới cho phần tử chịu nén

Phần tử chịu nén	max (KL/r)
Phần tử chịu lực chính:	120
Phần tử hệ liên kết	140

Ví dụ 6.6. Kiểm tra trạng thái giới hạn cường độ của thanh biên trên T_4T_5 trong nhịp dàn ở hình 6.25 (Ví dụ 6.1). Thanh T_4T_5 chỉ chịu nén với lực nén lớn nhất là 7033 kN và được liên kết với bản nút tại nút dàn T_4. Tiết diện ngang của thanh T_4T_5 có dạng hộp được thể hiện ở hình 6.42. Cấp thép sử dụng là 250.



Hình 6.42. *Tiết diện thanh biên trên T_4T_5*

Kiểm tra điều kiện $L/h = 8000/520 = 15,4$ lớn hơn 15

Kiểm tra tỷ số chiều rộng/bề dày

Hai vách đứng của tiết diện ở hình 6.42 là tấm được đỡ dọc hai mép. Công thức kiểm tra sẽ là:

$$\frac{b}{t} = \frac{460}{16} = 28,75 \le k\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,40\sqrt{\frac{200000}{250}} = 39,6$$

Hai bản ngang của tiết diện là tấm được đỡ hai mộp. Do đó,

$$\frac{b}{t} = \frac{488}{20} = 24,4 \le k\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,49\sqrt{\frac{200000}{250}} = 42,14$$

Kiểm tra tỷ số độ mảnh

Diện tích tiết diện thanh là:

$$A_s = 2\left(520\times 20 + 460\times 16\right) = 35520 \ (mm^2)$$

Mô men quán tính của tiết diện đối với trục x là:

$$I_x = 2\times\left[\frac{1}{12}\times 20\times 520^3 + \frac{1}{12}\times 460\times 16^3 + 460\times 16\times\left(\frac{520}{2} - \frac{16}{2}\right)^2\right] = 1403,8\times 10^6 \ (mm^4)$$

và đối với trục y là

$$I_y = 2\times\left[\frac{1}{12}\times 16\times 460^3 + \frac{1}{12}\times 520\times 20^3 + 520\times 20\times\left(\frac{500}{2} - \frac{20}{2}\right)^2\right] = 1458,3\times 10^6 \ (mm^4)$$

Bán kính quán tính được tính lần lượt đối với trục x và y là:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = \sqrt{\frac{1403,8\times 10^6}{35520}} = 198,8 \ (mm)$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = \sqrt{\frac{1458,3\times 10^6}{35520}} = 202,6 \ (mm)$$

Thanh T_4T_5 là thanh biên chịu nén có $r_{min} = r_x$ nên thanh có khả năng mất ổn định trong mặt phẳng dàn. Khi đó, chiều dài có hiệu của nó có thể được tính bởi:

$$KL = 0,75 \times 8000 = 6000 \text{ (mm)}$$

Độ mảnh lớn nhất của tiết diện thanh là:

$$\frac{KL}{r_{min}} = \frac{6000}{198,8} = 30,18 \text{ nhỏ hơn } 120$$

Kiểm tra sức kháng

Độ mảnh của cột được tính bởi:

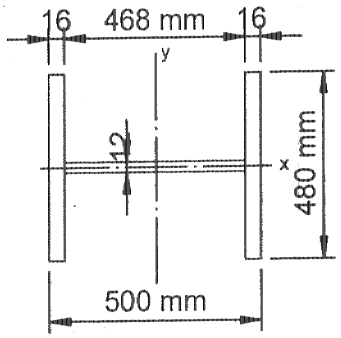
$$\lambda = \left(\frac{KL}{\pi r}\right)^2 \frac{F_y}{E} = \left(\frac{6000}{\pi \times 198,8}\right)^2 \frac{250}{200000} = 0,115$$ nhỏ hơn 2.25 nên sức kháng danh định chịu nén được áp dụng cho cột có chiều dài trung gian:

$$P_n = 0,66^{\lambda} F_y A_s = 0,66^{0,115} \times 250 \times 35520 \times 10^{-3} = 8464 \text{ (kN)}$$

Sức kháng nén có hệ số được xác định:

$$P_r = \phi_c P_n = 0,90 \times 8464 = 7618 \text{ (kN) lớn hơn } 7033 \text{ kN}$$

Ví dụ 6.7. Kiểm tra thanh xiên B_5T_5 ở hình 6.25 (Ví dụ 6.1) vừa chịu kéo và chịu nén theo trạng thái giới hạn mỏi. Chu kỳ biên độ ứng suất N lấy ở ví dụ 3.1 cho cầu hai làn xe và được tính bằng $N = 248 \times 10^6$ (cầu dàn $n = 1,0$). Hai đầu liên kết thuộc chi tiết mỏi loại B. Khi tính toán trạng thái giới hạn cường độ mỏi, tải trọng tác dụng là xe tải mỏi có kể đến hệ số xung kích 1,15, hệ số tải trọng 1,15 và không xét đến hệ số làn xe. Hệ số phân phối ngang tính cho một làn xe không kể đến hệ số làn xe là 0,75.



Hình 6.43. *Tiết diện thanh B_5T_3 và B_5T_5*

Trước khi tính toán mỏi cần phải kiểm tra các yêu cầu độ mảnh, tỷ lệ giới hạn chiều rộng-bề dày của thanh. Tiết diện thanh được thể hiện ở hình 6.43.

Kiểm tra tỷ số chiều rộng/bề dày

Hai vách đứng là tấm được đỡ một mép. Công thức kiểm tra sẽ là:

$$\frac{b}{t} = \frac{240}{2 \times 16} = 15,0 \le k\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,56\sqrt{\frac{200000}{250}} = 15,84$$

và bản ngang của tiết diện là tấm được đỡ hai mép:

$$\frac{b}{t} = \frac{468}{12} = 39,0 \le k\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,49\sqrt{\frac{200000}{250}} = 42,14$$

Kiểm tra tỷ số độ mảnh

Diện tích tiết diện thanh là:

$$A_s = 2 \times 480 \times 16 + 468 \times 12 = 20976 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Mô men quán tính của tiết diện đối với trục x (trục yếu) là:

$$I_x = 2\times\frac{1}{12}\times 16\times 480^3 + \frac{1}{12}\times 468\times 12^3 = 295\times 10^6 \ (\text{mm}^4)$$

Bán kính quán tính được tính đối với trục x là:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = \sqrt{\frac{295\times 10^6}{20976}} = 118{,}6 \ (\text{mm})$$

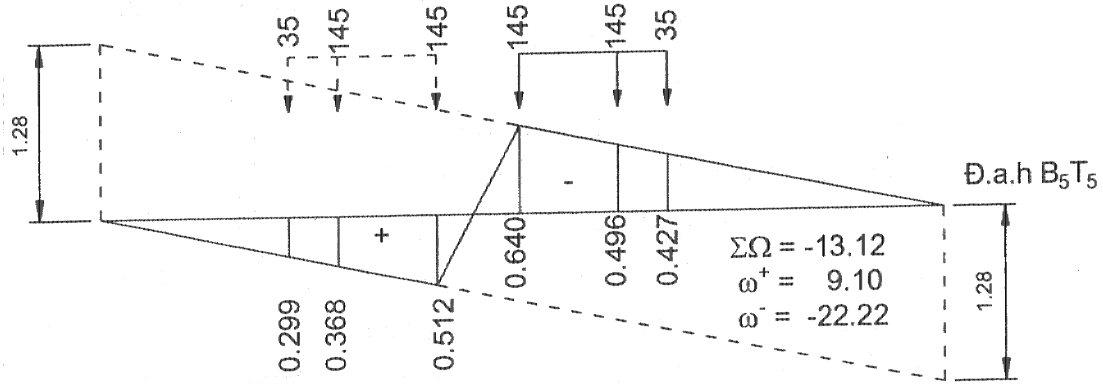
Chiều dài có hiệu của nó có thể được tính bởi:

$$KL = 0{,}75\times 12800 = 9600 \ (\text{mm})$$

Độ mảnh lớn nhất của tiết diện thanh là:

$$\frac{KL}{r_{min}} = \frac{9600}{118{,}6} = 80{,}94 \text{ nhỏ hơn } 120$$

Khi kiểm tra mỏi, ta cần xác định lực dọc trong thanh xiên B_5T_5 do tải trọng mỏi gây ra và sức kháng mỏi. Hình 6.44 thể hiện cách xếp tải trọng mỏi lên đường ảnh hưởng để gây hiệu ứng lớn nhất. Tiết diện thanh được thể hiện ở hình 6.43.



Hình 6.44. *Xếp xe mỏi lên đường ảnh hưởng*

Khi xếp xe tải mỏi lên phần âm đường ảnh hưởng, lực nén được tính bởi:

$$1{,}0\times\left[-1{,}15\times 0{,}75\times 0{,}75\left(145\times 0{,}64 + 145\times 0{,}496 + 35\times 0{,}427\right)\right] = -113{,}6 \ (\text{kN})$$

và khi xếp xe tải mỏi lên phần dương đường ảnh hưởng, lực kéo được tính tương tự

$$1{,}0\times\left[1{,}15\times 0{,}75\times 0{,}75\left(145\times 0{,}512 + 145\times 0{,}368 + 35\times 0{,}299\right)\right] = 87{,}3 \ (\text{kN})$$

Diện tích tiết diện thanh được tính:

$$A_s = 2\times 14\times 440 + 12\times 472 = 17984 \ (\text{mm}^2)$$

Biên độ ứng suất dọc trục gây ra bởi tải trọng mỏi là:

$$\frac{87{,}3-(-113{,}6)}{17984}\times 10^3 = 11{,}2 \ (\text{MPa})$$

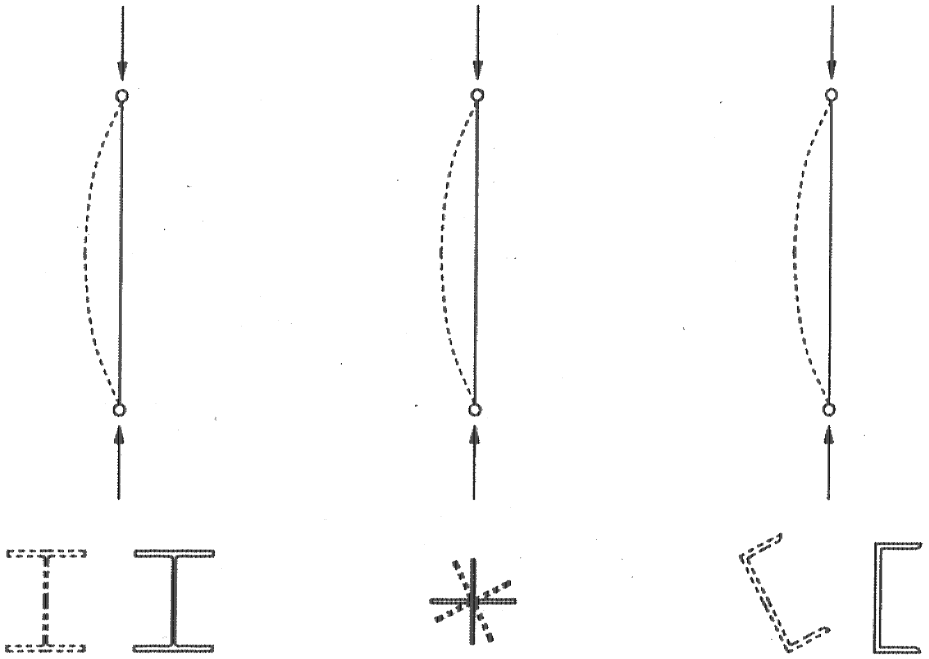
Sức kháng mỏi được xác định theo biên độ ứng suất lớn nhất cho phép bằng công thức (3.8), trong đó $(\Delta F)_{TH} = 110$ MPa và hằng số cấu tạo $A = 39{,}3\times 10^{11}$ MPa^3 (tra ở bảng 3.3):

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N}\right)^{1/3} = \left(\frac{39{,}3\times10^{11}}{248\times10^{6}}\right)^{1/3} = 25{,}1 \geq \frac{1}{2}.(\Delta F)_{TH} = \frac{1}{2}\times110 = 55 \text{ (MPa)}$$

Như vậy, sức kháng mỏi 55 MPa lớn hơn biên độ ứng suất 11,2 MPa.

6.7.3.4. Mất ổn định xoắn và xoắn-uốn trong thanh chịu nén

Khi một thanh chịu lực nén dọc trục trở nên mất ổn định tổng thể (nghĩa là, không mất ổn định cục bộ), nó có thể mất ổn định một trong ba hình thức như được thể hiện ở hình 6.45.



a) Mất ổn định *b) Mất ổn định xoắn* *c) Mất ổn định xoăn - uốn*

Hình 6.45. *Các hình thức mất ổn định thanh chịu nén dọc trục*

Mất ổn định uốn. Hình thức mất ổn định này đã xem xét từ trước. Đó là chuyển vị gây ra do uốn đối với trục mà có tỷ số độ mảnh lớn nhất (xem hình 6.45a), còn gọi là trục yếu hoặc trục có bán kính quán tính nhỏ nhất. Các phần tử chịu nén với bất kỳ loại tiết diện ngang nào cũng có thể bị phá hoại theo hình thức này.

Mất ổn định xoắn. Loại phá hoại này gây ra do xoắn đối với trục dọc của thanh. Nó có thể xảy ra chỉ với tiết diện có hai trục đối xứng gồm các bộ phận tiết diện rất mảnh (xem hình 6.45b). Các dạng cán nóng không dễ mất ổn định xoắn, nhưng các thanh tổ hợp từ các tấm mỏng có thể mất ổn định xoắn và cần phải nghiên cứu. Dạng chữ thập đặc biệt dễ mất ổn định này. Dạng này được chế tạo từ các tấm như được thể hình ở hình 6.43b, hoặc được tổ hợp từ bốn thép góc có lưng tựa vào nhau.

Mất ổn định xoắn-uốn. Hình thức phá hoại này gây ra bởi tổ hợp mất ổn định uốn và mất ổn định xoắn. Phần tử uốn và xoắn đồng thời (xem hình 6.45c). Dạng phá hoại này có thể xảy ra chỉ đối với tiết diện không đối xứng bao gồm tiết diện một trục đối xứng

như máng, T, thép góc đôi và thép góc đơn đều cạnh; và tiết diện không có trục đối xứng như thép góc đơn không đều cạnh.

Tiêu chuẩn AISC yêu cầu tính toán mất ổn xoắn hoặc xoắn-uốn khi thích hợp. Đầu tiên, phải xác định giá trị F_e tương tự như ứng suất mất ổn định Euler. Ứng suất F_e có thể được xác định như ứng suất mất ổn định đàn hồi ứng với dạng phá hoại uốn, xoắn hoặc xoắn uốn. Đối với tiết diện hai trục đối xứng (mất ổn định xoắn):

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ\right]\frac{1}{I_x + I_y} \tag{6.28}$$

Đối với dạng có một trục đối xứng (mất ổn định xoắn-uốn:

$$F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}}\right] \tag{6.29}$$

trong đó: y là trục đối xứng.

Đối với dạng không có trục đối xứng (mất ổn định xoắn uốn:

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})\left(\frac{x_0}{\bar{r}_0}\right)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{y_0}{\bar{r}_0}\right)^2 = 0 \tag{6.30}$$

Trong các công thức trên, trục z là trục dọc theo thanh và các số hạng được định nghĩa là:

C_w - hằng số oằn (mm^6);

K_z - hệ số chiều dài có hiệu đối với mất ổn định xoắn phụ thuộc liên kết hai đầu ngăn cản xoắn đối với trục dọc;

G - mô đun cắt (MPa);

J - hằng số xoắn (bằng mô men quán tính cực chỉ đối với tiết diện tròn) (mm^4);

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L/r_x)^2} \tag{6.31}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(K_y L/r_y)^2} \tag{6.32}$$

với y là trục đối xứng của tiết diện đối xứng đơn:

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ\right]\frac{1}{A_g \bar{r}_0^2} \tag{6.33}$$

$$H = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{\bar{r}_0^2}$$

với z là trục dọc và x_0 và y_0 là tọa độ tâm cắt của tiết diện đối với trọng tâm (mm)

$$\bar{r}_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}$$

Việc tính toán mất ổn định xoắn đối với tiết diện hai trục đối xứng là ít cần thiết. Tương tự, các tiết diện không có trục đối xứng ít khi dùng trong các thanh chịu nén, và việc tính toán mất ổn định xoắn-uốn ít khi được thực hiện. Với những lý do này, cần xem xét mất ổn định xoắn-uốn đối với tiết diện một trục đối xứng. Hơn nữa, các tiết diện được dùng nhiều nhất là tiết diện tổ hợp như thép góc đôi.

Phương pháp tính toán mất ổn định xoắn-uốn của tiết diện thép góc đôi và chữ T có một vài thay đổi: F_e trở thành F_{cr}, F_{ey} trở thành F_{cry}, F_{ez} trở thành F_{crz}. Để tìm F_{crz}, ta bỏ số hạng đầu tiên của công thức (6.33) và sẽ được

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \bar{r}_0^2} \tag{6.35}$$

Tính gần đúng này được chấp nhận bởi vì đối với thép góc đôi và chữ T, số hạng đầu tiên không đáng kể so với số hạng thứ hai.

Sức kháng danh định có thể được tính toán là:

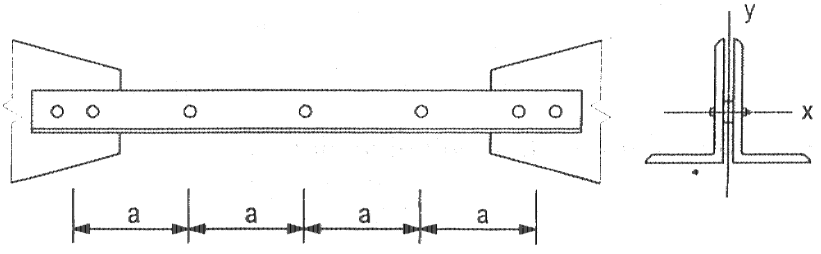
$$P_n = F_{cr} A_g \tag{6.36}$$

với

$$F_{cr} = \frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{\left(F_{cry} + F_{crz}\right)^2}}\right] \tag{6.37}$$

Tỷ số giới hạn độ mảnh đối với các thanh tổ hợp từ các thép cán

Hình thức tổ hợp thông dụng nhất của các thanh bao gồm các thép góc đôi. Loại thanh này được dùng để mô tả các yêu cầu cho các thanh ghép. Hình 6.46 thể hiện một thanh dàn liên kết với bản nút tại hai đầu. Để đảm bảo khoảng hở giữa hai thép góc, các tấm chèn có cùng bề dày với bản nút được bố trí với các khoảng bằng nhau. Các khoảng này phải đủ nhỏ để các thép góc cùng làm việc như phần tử duy nhất. Nếu phần tử mất ổn định đối với trục x (mất ổn định uốn), các liên kết sẽ không chịu bất kỳ tải trọng nào. Để đảm bảo phần tử tổ hợp làm việc như một phần tử duy nhất, độ mảnh yêu cầu của một bộ phận riêng lẻ không lớn hơn ba phần tư độ mảnh của phần tử tổ hợp, nghĩa là



Hình 6.46

$$\frac{Ka}{r_i} \le \frac{3}{4}\frac{KL}{r} \qquad (6.38)$$

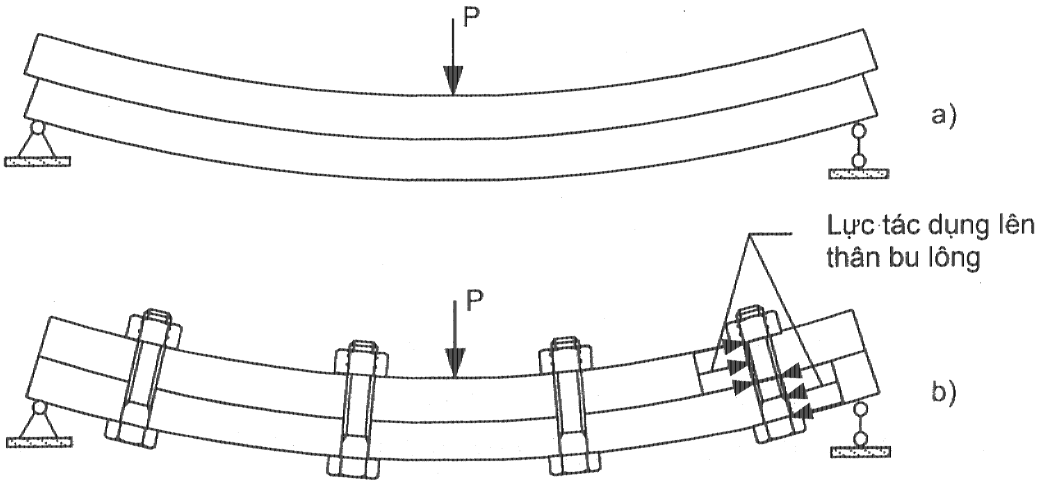
trong đó: a - khoảng cách giữa các liên kết;

r_i - bán kính quán tính nhỏ nhất của bộ phận riêng lẻ;

Ka/r_i - tỷ số độ mảnh có hiệu của bộ phận riêng lẻ;

KL/r - tỷ số độ mảnh lớn nhất của phần tử tổ hợp.

Nếu phần tử mất ổn định đối với trục đối xứng, nghĩa là nếu nó bị mất ổn định xoắn uốn đối với trục x, thì các liên kết chịu lực cắt. Điều này có thể nhìn thấy bằng cách xét hai phần tử dầm chịu uốn như hình 6.47. Nếu các phần tử dầm không được liên kết thì chúng trượt dọc theo bề mặt khi chịu tác dụng tải trọng và sẽ làm việc như hai phần tử dầm riêng biệt (hình 6.47a). Khi các phần tử dầm được liên kết bằng bu lông (hoặc các liên kết chốt khác), chúng làm việc như một phần tử duy nhất nhờ có sức kháng trượt tạo ra bởi sức kháng cắt trong bu lông (hình 6.47b). Tính chất này cũng xảy ra trong tiết diện hai thép góc khi nó uốn theo trục y. Khi liên kết chịu cắt, có thể yêu cầu tỷ số độ mảnh hiệu chỉnh lớn hơn giá trị thực.



Hình 6.47: *Phần tử dầm chịu uốn*
a) Không liên kết ; b) Có liên kết

Tiêu chuẩn AISC đã xét đến hai loại liên kết: bu lông thường và hàn hoặc bu lông cường độ cao. Đối với thanh có hai thép góc dùng liên kết hàn hoặc bu lông cường độ cao, độ mảnh hiệu chỉnh được xác định bởi:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + 0.82\frac{\alpha^2}{1+\alpha^2}\left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2} \qquad (6.39)$$

và khi liên kết là bu lông thường, độ mảnh hiệu chỉnh là:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2} \qquad (6.40)$$

trong đó: $(KL/r)_m$ - tỷ số độ mảnh hiệu chỉnh;

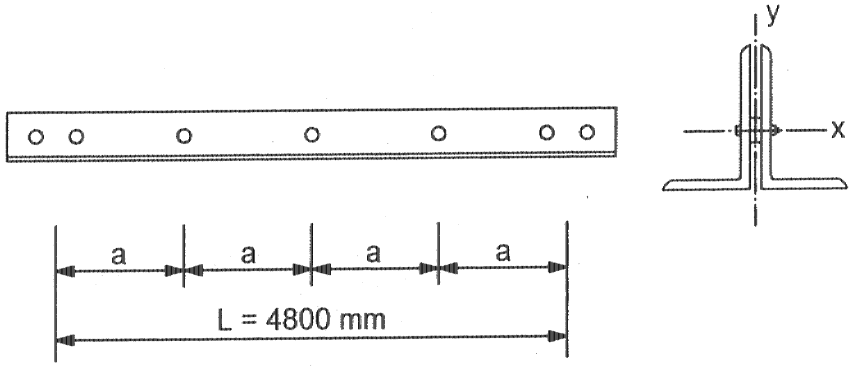
$(KL/r)_0$ - tỷ số độ mảnh chưa hiệu chỉnh (ban đầu);

r_{ib} - bán kính quán tính bộ phận riêng lẻ đối với trục song song với trục phần tử mất ổn định;

α - tỷ số được xác định bởi $\alpha = h/2r_{ib}$;

h - khoảng cách giữa các trọng tâm của bộ phận riêng lẻ (vuông góc với trục mất ổn định).

Ví dụ 6.8. Xác định sức kháng của thanh chịu nén được thể hiện ở hình 6.48. Hai thép góc sử dụng là loại không đều cạnh 125 × 75 × 12, và khoảng hở giữa hai thép góc là 10 mm. Chiều dài có hiệu KL = 4800 mm. Dùng cấp thép 250.



Hình 6.48. *Ví dụ 6.8*

Thép góc 125 × 75 × 12 có các đặc trưng hình học: $r_x = 39,5$ mm, $r_y = 20,5$ mm, $r_z = 16,1$ mm, $A_g = 2270\,mm^2$, $I_x = 354 \times 10^4\,mm^4$, $I_y = 95,5 \times 10^4\,mm^4$, $J = 116000\,mm^4$, $\overline{r_0} = 63,7$ mm, và $H = 0,646$.

Tính toán mất ổn định uốn đối với trục x

$$\frac{K_x L}{r_x} = \frac{4800}{39,5} = 121,5$$

$\lambda = \left(\frac{KL}{\pi r}\right)^2 \frac{F_y}{E} = \left(\frac{121,5}{\pi}\right)^2 \frac{250}{200000} = 1,87$ nhỏ hơn 2,25 nên sức kháng nén danh định được tính

$$P_n = 0,66^{\lambda} F_y A_s = 0,66^{1,87} \times 250 \times (2 \times 2270) \times 10^{-3} = 522 \text{ (kN)}$$

Tính toán mất ổn định xoắn-uốn đối với trục y

Trước khi xác định tỷ số độ mảnh chưa hiệu chỉnh, ta cần tìm bán kính quán tính của tiết diện đối với trục y :

$$r = \sqrt{\frac{95,5 \times 10^4 + (18,4 + 5)^2 \times 2270}{2270}} = 31,1 \text{ (mm)}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_0 = \frac{4800}{31,1} = 154,3$$

Khoảng cách giữa các bu lông là:

$$a = \frac{4800}{4} = 1200 \text{ (mm)}$$

Từ công thức (6.38):

$$\frac{Ka}{r_i} = \frac{Ka}{r_z} = \frac{1200}{16,1} = 74,5 < \frac{3}{4}\frac{KL}{r} = \frac{3}{4} \times 154,3 = 115,7$$

Trong công thức (6.39):

$$r_{ib} = r_y = 20,5 \text{ mm}$$

$$h = 2 \times 18,4 + 10 = 46,8 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = \frac{h}{2r_{ib}} = \frac{46,8}{2 \times 20,5} = 1,14$$

và tính được:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{154,3^2 + 0,82\frac{1,14^2}{1+1,14^2}\left(\frac{1200}{20,5}\right)^2} = 159,4$$

Giá trị này được sử dụng để thay thế KL/r_y khi tính toán F_{cry}:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{159,4^2} = 77,7 \text{ (MPa)}$$

Vì $\lambda = \left(\frac{KL}{\pi r}\right)_m^2 \frac{F_y}{E} = \left(\frac{159,4}{\pi}\right)^2 \frac{250}{200000} = 3,22$ lớn hơn 2,25 nên sức kháng nén danh định được tính:

$$F_{cry} = 0,88F_e = 0,88 \times 77,7 = 68,4 \text{ (MPa)}$$

Từ công thức (6.35):

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \bar{r}_0^2} = \frac{75000 \times (2 \times 116000)}{(2 \times 2270) \times 63,7^2} = 994,5 \text{ (MPa)}$$

$$F_{cry} + F_{crz} = 68,4 + 944,5 = 950,9 \text{ (MPa)}$$

$$F_{cr} = \frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}}\right] = \frac{950,9}{2 \times 0,646}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 68,4 \times 944,5 \times 0,646}{950,9^2}}\right] = 45,3 \text{ (MPa)}$$

Sức kháng danh định là:

$$P_n = F_{cr}A_g = 45,4 \times 2 \times 2270 \times 10^{-3} = 205 \text{ (kN)}$$

Ta thấy sức kháng nén mất ổn định xoắn-uốn sẽ là khống chế và sức kháng nén có hệ số được tính:

$$\phi_c P_n = 0,9 \times 205 = 185 \text{ (kN)}$$

6.7.4. Phần tử chịu lực dọc trục và uốn kết hợp

6.7.4.1. Phần tử chịu kéo và uốn

Các thanh đồng thời chịu kéo và uốn phải được kiểm tra bởi các công thức sau:

Nếu $P_u/P_r < 0,2$ thì:

$$\frac{P_u}{2,0P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}\right) \le 1,0 \qquad (6.41)$$

Nếu $P_u/P_r \ge 0,2$ thì:

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8,0}{9,0}\left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}\right) \le 1,0 \qquad (6.42)$$

trong đó: P_r - sức kháng kéo có hệ số (N);

M_{rx}, M_{ry} - sức kháng uốn có hệ số đối với trục x và y (N.mm);

P_u - lực kéo do tải trọng có hệ số (N);

M_{ux}, M_{uy} - mô men uốn có hệ số đối với trục x và y (N.mm).

Các mô men kháng có hệ số M_{rx} và M_{ry} có thể lấy bằng mô men dẻo có thể được xác định tương tự như đã trình bày ở Chương 5. Tuy nhiên, mô men này có thể được tính bởi:

$$M_r = \phi\left(M_n\right) = \phi\left(1,75F_yS\right) \qquad (6.43)$$

trong đó: F_y là cường độ chảy của thép (MPa) và S là mô men kháng uốn (mm^3).

6.7.4.2. Phần tử chịu nén và uốn

Các thanh đồng thời chịu nén và uốn phải được kiểm tra bởi các công thức sau:

Nếu $P_u/P_r < 0,2$ thì:

$$\frac{P_u}{2,0P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}\right) \le 1,0 \qquad (6.44)$$

Nếu $P_u/P_r \ge 0,2$ thì:

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8,0}{9,0}\left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}\right) \le 1,0 \qquad (6.45)$$

trong đó: P_r - sức kháng nén có hệ số (N);

M_{rx}, M_{ry} - sức kháng uốn có hệ số đối với trục x và y (N.mm);

P_u - lực nén do tải trọng có hệ số (N);

M_{ux}, M_{uy} - mô men uốn có hệ số đối với trục x và y (N.mm).

Ví dụ 6.9. Kiểm tra trạng thái giới hạn cường độ của thanh biên dưới B_5B_6 trong nhịp dàn ở hình 6.25 (Ví dụ 6.1) chịu kéo và chịu uốn do xét thêm trọng lượng bản thân. Thanh B_5B_6 chịu lực kéo có hệ số là 7365 kN và mô men có hệ số là 27 kN.m. Sức kháng kéo có hệ số của thanh B_5B_6 là 8290 kN (ví dụ 6.4). Mô men kháng có hệ số có thể được tính gần đúng theo công thức (6.43):

$$M_{rx} = \phi\left(1,75F_yS_x\right) = 1,0\times1,75\times250\times\frac{562,6\times10^6}{520/2} = 946,7\times10^6 \text{ (N.mm)}$$

và

$$\frac{P_u}{P_r} = \frac{7365}{8290} = 0,89 > 0,2$$

Điều kiện kiểm tra là:

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8,0}{9,0}\left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}\right) = \frac{7365}{8290} + \frac{8,0}{9,0}\left(\frac{27}{946,7} + 0\right) = 0,92 \le 1,0\,.$$

6.8. THIẾT KẾ LIÊN KẾT NÚT DÀN

Tại mỗi nút dàn, các đường trục của các thanh giao nhau phải gặp nhau tại một điểm để tránh tải trọng lệch tâm. Chúng có thể liên kết trực tiếp bằng các đường hàn, hoặc chúng liên kết bu lông cường độ cao thông qua bản nút. Các thanh bằng thép góc có thể được liên kết bu lông với một bản nút, và các thanh có tiết diện hộp và I liên kết bu lông với một cặp bản nút.

6.8.1. Xác định liên kết các thanh vào bản nút

Số lượng bu lông để liên kết thanh vào bản nút phụ thuộc tải trọng truyền từ thanh vào bản nút. Tải trọng truyền vào bản nút của các thanh xiên có thể được lấy bằng 75% sức kháng của thanh hoặc giá trị trung bình của tải trọng có hệ số và sức kháng của thanh, và được chọn giá trị lớn hơn. Khi đó, số lượng bu lông được xác định bởi

$$N_b = \frac{\max\left[0,75P_r;0,5\left(P_r + P_u\right)\right]}{P_b} \qquad (6.46)$$

trong đó: P_r - sức kháng dọc có hệ số của thanh (N);

P_u - lực dọc trục do tải trọng có hệ số (N);

P_b - sức kháng có hệ số của bu lông (N) đã được trình bày ở phần 4.2.6.

Đối với các thanh biên và thanh xiên đầu dàn, tải trọng truyền vào bản nút lấy có thể bằng sức kháng của thanh. Do đó, số lượng bu lông được tính bởi:

$$N_b = \frac{P_r}{P_b} \tag{6.47}$$

Tuy nhiên, công thức (6.46) cũng có thể áp dụng được cho tất cả các thanh trong dàn chủ.

Ví dụ 6.8. Tính toán bu lông cường độ cao liên các thanh vào bản nút tại nút dàn B_5 (xem hình 6.25). Bu lông loại M325 có đường kính 22 mm.

Sức kháng bu lông

Sức kháng bu lông được xác định tương tự như ví dụ 4.3.

Sức kháng trượt có hệ số của bu lông sẽ là 58,3 kN (một mặt ma sát) và sức kháng cắt có hệ số của bu lông (một mặt cắt) là 94,7 kN.

Sức kháng ép mặt danh định được xác định theo công thức (4.12), trong đó cường độ chịu kéo của thép $F_u = 400$ MPa:

$$R_n = 2,4d \times t \times F_u = 2,4 \times 22 \times t \times 400 \times 10^{-3} = 21,12t \text{ (kN)}$$

với t là bề dày nhỏ nhất của thép liên kết (mm). Với thanh biên B_5B_6, $t = 24$ mm và $R_n = 506,9$ kN; và với thanh xiên B_5T_3, $t = 14$ mm và $R_n = 295,7$ kN. Do đó, sức kháng có hệ số của bu lông chịu ép mặt được tính với $\phi_{bb} = 0,80$ và sức kháng ép mặt của các thanh B_5B_6 và B_5T_3 lần lượt là 405,5 kN và 236,6 kN.

Vì vậy, sức kháng bu lông tính toán là giá trị nhỏ nhất của ba loại sức kháng đã tính ở trên, nghĩa là sức kháng tính toán của một bu lông sẽ là 58,3 kN. (Tuy nhiên, cần chú ý đến số mặt ma sát và số mặt cắt của bu lông.)

Thanh biên B_5B_6

Số bu lông liên kết thanh B_5B_6 vào bản nút được tính theo công thức (6.47), trong đó $P_b = 2 \times 58.34$ kN là sức kháng có hệ số của bu lông ma sát hai mặt:

$$N_b = \frac{8290}{2 \times 58,3} = \frac{8290}{2 \times 58,3} = 71,05 \text{ bu lông}$$

Ta chọn 72 bu lông và bố trí 36 bu lông cho mỗi bên thanh.

Thanh xiên B_5T_3

Thanh B_5T_3 chịu kéo chủ yếu với lực kéo có hệ số là 1786 kN. Sức kháng kéo có hệ số của thanh được xác định tương tự như đối với thanh biên B_5B_6 như ở ví dụ 6.4 và có giá trị 4271 kN. Số bu lông liên kết thanh B_5T_3 vào bản nút được tính theo công thức (6.46), trong đó $P_b = 58.34$ kN là sức kháng có hệ số của bu lông:

$$N_b = \frac{\max\{0,75 \times 4271; 0,5(4271 + 1786)\}}{58,3} = 54,9 \text{ bu lông}$$

Ta chọn 56 bu lông và bố trí 28 bu lông cho mỗi bên thanh.

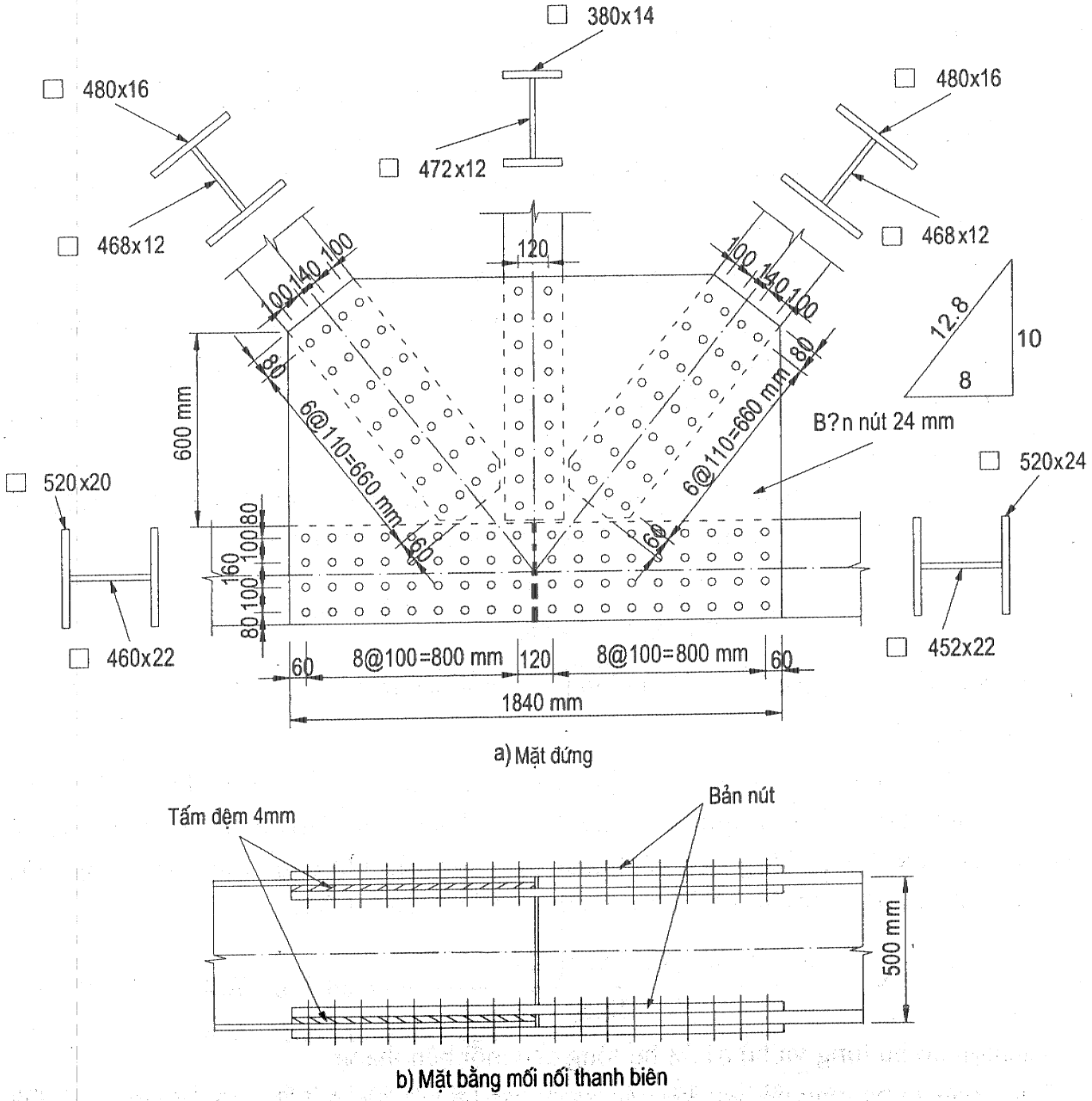
Tính toán số bu lông để liên kết các thanh còn lại với bản nút hoàn toàn tương tự như đối với thanh biên B_5B_6 và thanh xiên B_5T_3. Các bu lông liên kết các thanh vào nút B_5 được thể hiện ở hình 6.47.

Việc bố trí bu lông trong bản nút cần phải được kiểm tra lại với các yêu cầu:

Khoảng cách tối thiểu giữa hai bu lông là $3d = 3 \times 22 = 66$ (mm). Dựa vào hình 6.49, ta thấy khoảng cách giữa giữa các bu lông đều lớn hơn 66 mm.

Đối với thanh ghép chịu kéo, bước dọc và khoảng cách ngang tối đa giữa hai bu lông là 24t với t là bề dày nhỏ hơn của bản nút hay phần tử liên kết của thanh. Việc bố trí ở hình 6.44 đều nhỏ hơn yêu cầu về các khoảng cách này.

Khoảng cách từ bu lông đến mép thanh không nhỏ hơn 38 mm đối với bu lông 22 mm và mép cắt. Khoảng cách lớn nhất từ bu lông đến mép thanh là 8t và 125 mm, với t là bề dày nhỏ hơn của bản nút hay phần tử liên kết của thanh. Yêu cầu này đều thỏa mãn.



Hình 6.49. *Cấu tạo nút* B_5

6.8.2. Kiểm tra bản nút

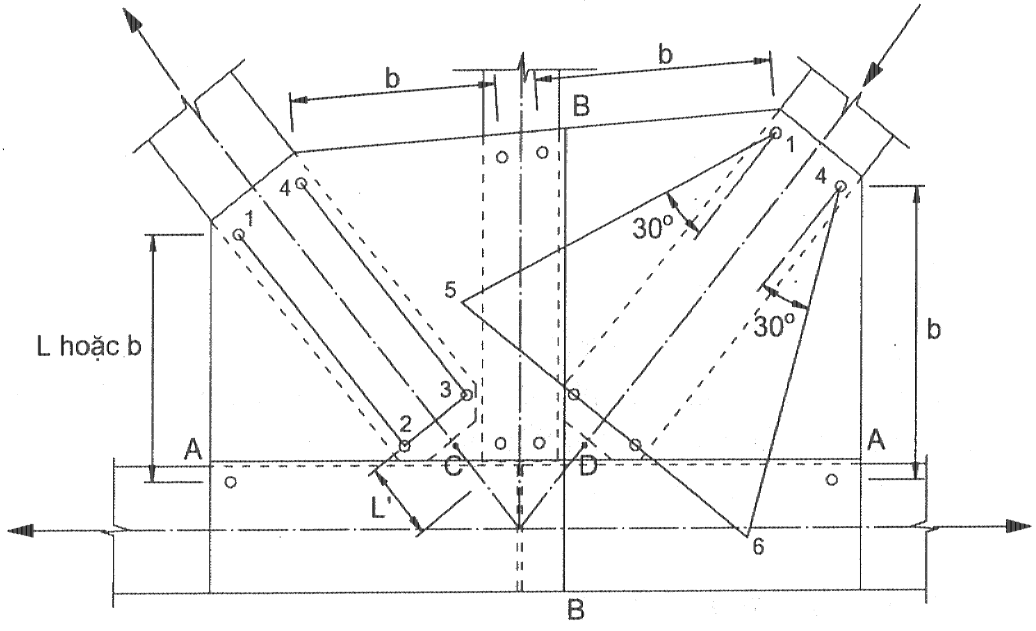
Bản nút thường được thiết kế bằng phương pháp tiết diện dựa vào lý thuyết sức bền vật liệu quen thuộc. Phương pháp tiết diện liên quan đến việc nghiên cứu ứng suất trên các mặt cắt nguy hiểm khác nhau từ bản nút và thanh dàn. Tuy nhiên, có thể dùng phương pháp phần tử hữu hạn để tính toán khi gặp bản nút có hình dạng bất thường. Hình 6.50 mô tả một số mặt cắt cần phải kiểm tra của nút dàn.

Trình tự thiết kế bản nút được tóm tắt dưới đây:

- Xác định các đường tim các thanh dàn.
- Cấu tạo các bộ phần liên kết như dầm ngang, hệ liên kết dọc, các thanh dàn.
- Chọn loại bu lông sử dụng.

Cấu tạo liên kết đầu thanh xiên. Liên kết phải được thiết kế với giá trị trung bình của sức kháng của thanh và lực dọc có hệ số, và giá trị này không nhỏ hơn 75% sức kháng thiết kế. Các góc của thanh xiên phải đặt sát với thanh biên và thanh đứng. Các bu lông liên kết với bản nút phải có đường trục trùng với tim thanh dàn.

- Xác định đường bao bản nút.
- Xác định bề dày bản nút tại các mặt cắt nguy hiểm.



Hình 6.50. *Các tiết diện thiết kế bản nút*

6.8.2.1. Kiểm tra mặt cắt 1-2-3-4

Mặt cắt 1-2-3-4 chịu cắt khối bao gồm tiết diện 1-2 và 3-4 chịu cắt và tiết diện 2-3 chịu kéo hoặc nén. Vì vậy, sức kháng của mặt cắt này được tính bởi

$$\phi_{bs}\left(V_1 + V_2\right) \geq P_d \tag{6.48}$$

trong đó: ϕ_{bs} - hệ số sức kháng cắt khối;

V_1 - sức kháng cắt dọc theo đường 1-2 và 3-4 (N);

V_2 - sức kháng kéo hoặc nén theo đường 2-3 (N);

P_d - lực có hệ số trong thanh xiên (N).

Đối với tiết diện 1-2 và 3-4, sức kháng cắt danh định của bản nút được xác định:

$$V_1 = \min\left\{\frac{A_g F_y}{\sqrt{3}}, \frac{A_n F_u}{\sqrt{3}}\right\} \tag{6.49}$$

với A_g và A_n là diện tích tiết diện nguyên và thực (mm^2) và F_y và F_u là cường độ chảy và cường độ chịu kéo nhỏ nhất của thép (MPa). Thông thường sức kháng cắt chảy theo tiết diện nguyên là khống chế.

Đối với tiết diện 2-3, sức kháng danh định của bản nút được xác định tùy thuộc vào nó chịu kéo hay nén:

Khi chịu kéo:

$$V_2 = U_{bs} A_n F_u \tag{6.50}$$

với A_n là diện tích tiết diện thực (mm^2) và $U_{bs} = 1.0$ đối với bản nút.

Khi chịu nén:

$$V_2 = \frac{0.88}{\lambda} F_y A_g \quad (\lambda \geq 2.25) \tag{6.51}$$

$$V_2 = 0.66^{\lambda} F_y A_g \quad (\lambda < 2.25) \tag{6.52}$$

với $\lambda = \left(L'\sqrt{12}/\pi t\right)^2 \left(F_y/E\right)$ đối với bản nút, t là bề dày của bản nút (mm), và L' là chiều dài được thể hiện ở hình 6.4.

6.8.2.2. Kiểm tra mặt cắt 5-6

Sự chuyển tiếp lực dọc trong các thanh vào và ra bản nút được giả thiết phân bố trên góc 30° đối với hàng bu lông đầu tiên như được mô tả các đường 1-5 và 4-6 ở hình 6.48. Đường 5-6 còn gọi là chiều rộng có hiệu Whitmore.

Tiết diện 5-6 có thể chịu kéo hoặc nén. Việc kiểm tra tiết diện này cũng tương tự như đối với tiết diện 2-3.

6.8.2.3. Kiểm tra mặt cắt A-A và B-B

Tiết diện A-A và B-B được thể hiện ở hình 6.50 là những tiết diện nguy hiểm cần phải kiểm tra. Tải trọng lên thanh xiên có thể được chia thành các lực song song và vuông góc với mặt A-A và B-B (nằm ngang và thẳng đứng). Các tiết diện này chịu các lực tác dụng được cân bằng từ các tải trọng trong các thanh tại nút và sẽ chịu cắt cũng như uốn nén hoặc uốn kéo đồng thời.

Tiết diện A-A và B-B chịu cắt được kiểm tra sức kháng theo công thức (6.49).

Đối với tiết diện A-A và B-B chịu uốn kéo (nén) đồng thời, ứng suất nén gây ra tại mép bản nút dọc theo tiết diện A-A và B-B không lớn hơn ứng suất trong cột có chiều

dài không được liên kết của bản nút (L hoặc b ở hình 6.50). Một thép góc tăng cường sẽ được bố trí nếu tỷ số độ mảnh $L/r = L\sqrt{12}/t$ của mép chịu nén lớn hơn 120, hoặc nếu ứng suất trong cột bị vượt quá. Tỷ số L/r của tiết diện tạo bởi thép góc cộng với bề rộng 300 mm bản nút phải được sử dụng để kiểm tra lại $L/r \le 120$ và ứng suất cột không bị vượt quá. Hơn nữa, cần kiểm tra tỷ số L/r của bản nút chịu nén không lớn hơn 120 và tỷ số chiều rộng-bề dày b/t của mỗi cạnh tự do để đảm bảo không lớn hơn $914/\sqrt{F_y}$.

Ví dụ 6.10. Một liên kết được thể hiện ở hình 6.51, sử dụng bu lông cường độ cao đường kính 22 mm, loại A325. Liên kết không được phép trượt. Thanh chịu kéo và bản nút đều dùng thép cấp 250. Hãy xác định cường độ của liên kết.

Sức kháng bu lông

Sức kháng bu lông được xác định tương tự như ví dụ 4.3. và sức kháng tính toán cho một bu lông là 58.3 kN.

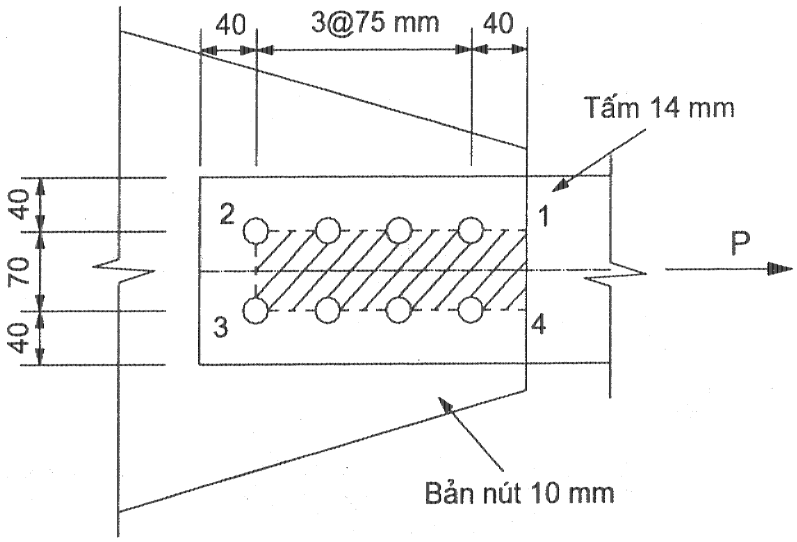
Sức kháng thanh chịu kéo

Sức kháng chảy có hệ số của thanh chịu kéo với $\phi_y = 0,95$ và $F_y = 250$ MPa là:

$$\phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g = 0.95 \times 250 \times (15 \times 140) \times 10^{-3} = 498,8 \text{ (kN)}$$

Sức kháng kéo đứt có hệ số của thanh với $\phi_u = 0,80$ và $F_u = 400$ MPa là:

$$\phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_e = 0,80 \times 400 \times 14 \times [150 - 2(22 + 3,2)] \times 10^{-3} = 446,2 \text{ (N)}$$



Hình 6.51. *Ví dụ 6.10*

Sức kháng cắt khối bản nút. Bản nút chịu cắt khối theo đường 1-2-3-4.

Diện tích nguyên chịu cắt của đường 1-2 và 3-4 được tính:

$$A_{gv} = 2 \times 10 \times (3 \times 75 + 40) = 5300 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Diện tích thực chịu cắt của đường 1-2 và 3-4 được tính:

$$A_{nv} = 2\times10\times\left(3\times75+40-3,5\times25,2\right) = 3536 \ (mm^2)$$

Diện tích thực chịu kéo của đường 2-3 được tính:

$$A_{nt} = 10\times\left(70-25,2\right) = 448 \ (mm^2)$$

Sức kháng cắt khối danh định của bản nút là giá trị nhỏ nhất của

$$V_1+V_2 = \frac{A_{nv}F_u}{\sqrt{3}} + U_{bs}A_{nt}F_u = \left(\frac{3536\times400}{\sqrt{3}} + 1,0\times448\times400\right)\times10^{-3} = 995,8 \ (kN)$$

và

$$V_1+V_2 = \frac{A_{gv}F_y}{\sqrt{3}} + U_{bs}A_{nt}F_u = \left(\frac{5300\times250}{\sqrt{3}} + 1,0\times448\times400\right)\times10^{-3} = 944 \ (kN)$$

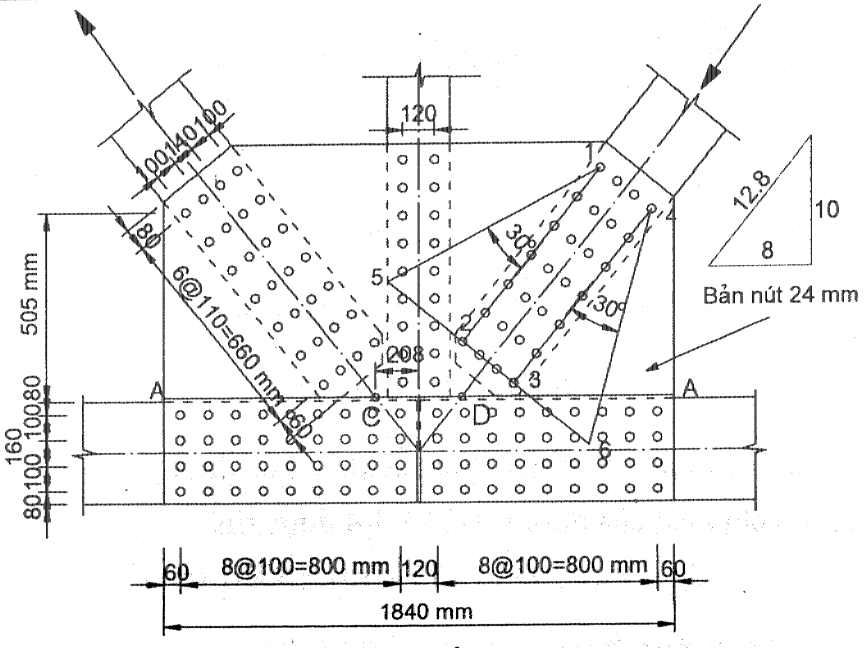
và sức kháng có hệ số được tính với $\phi_{bs} = 0,80$ là $0,80\times944 = 755,2$ (kN)

Vậy, sức kháng của liên kết là giá trị nhỏ nhất của $\{466,4;446,2;755,2\} = 446,2$ kN

Ví dụ 6.11. Kiểm tra sự làm việc bản nút được thể hiện ở hình 6.47 tại nút dàn B_5 của cầu nhịp dàn ở hình 6.25. Bản nút dày 26 mm và thép cấp 250. Bảng 6.4 tổng hợp lực dọc và sức kháng trong các thanh quy tụ tại nút B_5. Cấu tạo nút B_5 được thể hiện ở hình 6.52.

Bảng 6.4. Lực dọc và sức kháng dọc trục trong các thanh tại nút B_5

Thanh	Lực dọc có hệ số (kN)		Sức kháng dọc trục có hệ số (kN)	
	Kéo	Nén	Kéo	Nén
Thanh B_4B_5	6165	-		-
Thanh B_5B_6	7365	-	8290	-
Thanh B_5T_3	1786	-	4720	-
Thanh B_5T_5	48	1594	4720	3541



Hình 6.52. *Cấu tạo nút B_5*

Kiểm tra tiết diện 1-2-3-4 của bản nút liên kết với thanh B_5T_5

Diện tích nguyên đường 1-2 và 3-4 được tính:

$$A_g = 2\times(660+160)\times 24 = 39360 \ (mm^2)$$

và diện tích thực đường 1-2 và 3-4

$$A_n = 39360 - 2\times 6,5\times 25,2\times 24 = 31498 \ (mm^2)$$

Diện tích nguyên đường 2-3 được tính:

$$A_g = 2\times 340\times 24 = 16320 \ (mm^2)$$

và diện tích thực đường 2-3 được tính:

$$A_n = 16320 - 2\times 3,5\times 25,2 = 16144 \ (mm^2)$$

Sức kháng cắt khối danh định của bản nút theo đường 1-2 và 3-4 được tính:

$$V_1 = \min\left\{\frac{39360\times 250}{\sqrt{3}}\times 10^{-3}; \frac{31498\times 400}{\sqrt{3}}\times 10^{-3}\right\} = \min\{5681; 7274\} = 5681 \ (kN)$$

và sức kháng có hệ số là $\phi_{bs}V_1 = 0,8\times 5681 = 4545$ (kN) lớn hơn giá trị lớn hơn của 75% sức kháng của thanh hoặc giá trị trung bình của tải trọng có hệ số và sức kháng của thanh, nghĩa là $0,75\times 4720 = 3540$ kN. Vì vậy, không cần xét đến sức kháng của đường 2-3.

Tuy nhiên, ta thấy rằng bộ phận của thanh liên kết trực tiếp với bản nút có bề dày 16 mm nhỏ hơn 24 mm so với bản nút. Điều này có nghĩa là thanh sẽ bị xé rách trước. Do vậy, thanh cần phải được kiểm tra cắt khối và cách thức tiến hành được thực hiện tương tự như trên.

Kiểm tra tiết diện 5-6 của bản nút liên kết với thanh B_5T_5

Chiều dài đường 5-6 được xác định:

$$2\times 660\times \text{tg}30 + 340 = 1102 \ (mm)$$

Diện tích nguyên của đường 5-6 là:

$$2\times 1102\times 24 = 52896 \ (mm^2)$$

và tiết diện thực:

$$A_n = 2\times(1102 - 3\times 25,2)\times 24 = 49267 \ (mm^2)$$

Sức kháng cắt khối có hệ số của bản nút được tính bởi:

$$\phi_{bs}A_nF_u = 0,8\times 49267\times 400\times 10^{-3} = 14765 \ (kN)$$ lớn hơn 4720 kN.

Kiểm tra tiết diện A-A

Khi cân bằng các lực lên tiết diện A-A, các lực tác dụng trong các thanh xiên và thanh đứng sẽ gây ra hiệu ứng lên tiết diện này. Tuy nhiên, do lực trong thanh đứng tại nút B_5 bằng không (bỏ qua trọng lượng bản thân). Các lực trong các thanh xiên B_5T_3 và B_5T_5 truyền vào nút với tải trọng lớn nhất lần lượt là $0,75\times 4720 = 3540$ kN (kéo) và $0,75\times 3541 = 2656$ kN (nén). Do vậy, tiết diện A-A sẽ có các thành phần lực tác dụng:

Lực cắt: $V = (3450 + 2656)\frac{8}{12,8} = 3816$ (kN)

Lực kéo: $P = (3450 - 2656)\frac{10}{12,8} = 620$ (kN)

Mô men: $M = (3450 + 2656) \times \frac{10}{12,8} \times 208 \times 10^{-3} = 992$ (kNm)

Diện tích nguyên của tiết diện A-A là:

$$A = 2 \times 1840 \times 24 = 88320 \quad (mm^2)$$

Mô men quán tính của tiết diện nguyên A-A được tính:

$$I = 2 \times \frac{1}{12} \times 24 \times 1840^3 = 24,92 \times 10^9 \ (mm^4)$$

Sức kháng cắt chảy có hệ số của tiết diện A-A được xác định bởi:

$$\phi_{bs} \frac{A.F_y}{\sqrt{3}} = 0,8 \times \frac{88320 \times 250}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 10198 \text{ (kN) lớn hơn 3816 kN}$$

Ứng suất kéo lớn nhất trong tiết diện A-A do lực kéo P và mô men uốn M gây ra là:

$$f_t = \frac{P}{A} + \frac{M}{I} y_{t\,max} = \frac{620 \times 10^3}{88320} + \frac{992 \times 10^6}{24,92 \times 10^9} . \frac{1840}{2} = 43.64 \text{ (MPa) nhỏ hơn 250 MPa,}$$

và ứng suất nén lớn nhất trong tiết diện này là:

$$\frac{620000}{88320} - \frac{992}{24920} \times \frac{1840}{2}$$

$$f_c = \frac{P}{A} - \frac{M}{I} y_{min} = \frac{620 \times 10^3}{88320} - \frac{992 \times 10^6}{24,92 \times 10^9} . \frac{1840}{2} = -29,6 \text{ (MPa)}$$

Khi chịu ứng suất tại mép tiết diện A-A, một phần bản nút làm việc như một cột chịu nén với tiết diện có bề rộng 300 mm. Do vậy, cần phải kiểm tra độ mảnh:

$$\frac{L}{r} = \frac{L\sqrt{12}}{t} = \frac{505\sqrt{12}}{24} = 72,9 \text{ lớn 120}$$

và

$$\frac{b}{t} = \frac{505}{24} = 21 \text{ nhỏ hơn } \frac{914}{\sqrt{F_y}} = \frac{914}{\sqrt{250}} = 57,9.$$

Để xác định sức kháng nén, ta cần phải tính giá trị:

$$\lambda = \left(\frac{L\sqrt{12}}{\pi t}\right)^2 \left(\frac{F_y}{E}\right) = \left(\frac{72,9}{\pi}\right)^2 \left(\frac{250}{200000}\right) = 0,67 \text{ nhỏ hơn 2,25. Khi đó, sức kháng}$$

nén của cột chịu nén được xác định bằng công thức (6.49):

$$P_r = \phi_c P_n = \phi_c 0,66^{\lambda} F_y A_g$$

và chia hai vế công thức này cho diện tích A_g (diện tích tiết diện nguyên $A_g = 2 \times 300 \times 24 = 14400\,mm^2$), ta được ứng suất:

$$\frac{\phi_c P_n}{A_g} = \phi_c 0,66^{\lambda} F_y = 0,9 \times 0,66^{0,67} \times 250 = 170 \text{ (MPa) lớn hơn } |f_c| = |-29,6| = 29,6 \text{ MPa}$$

Ngoài ra, các đường 1-2-3-4 và 5-6 tương tự của bản nút liên kết với thanh xiên B_5T_3 và tiết diện B-B cần phải được kiểm tra hoàn toàn tương tự như trên. Liên kết thanh biên với bản nút cũng phải được kiểm tra cắt khối.

6.9. THIẾT KẾ HỆ THỐNG DẦM MẶT CẦU

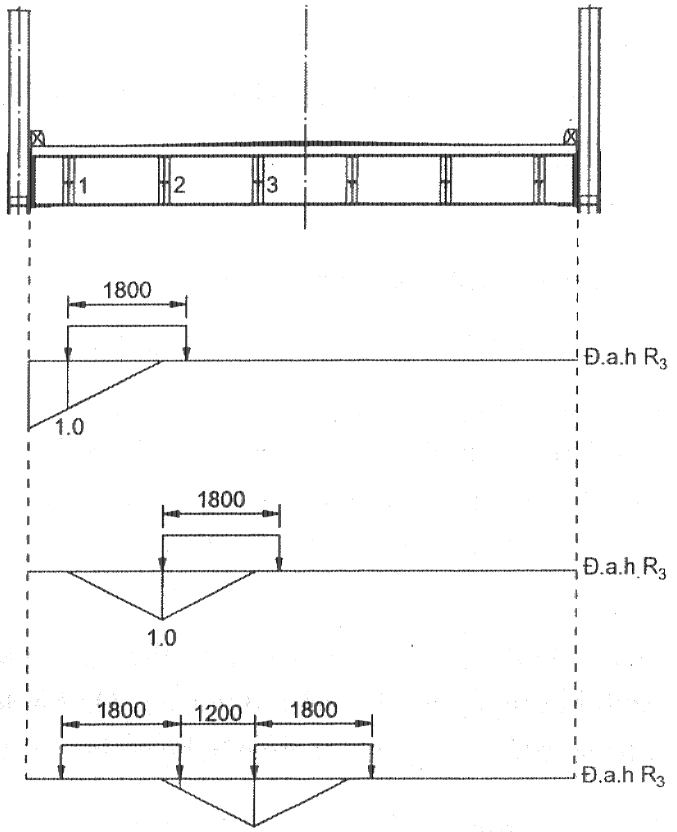
Hệ thống dầm mặt cầu bao gồm bản mặt cầu, dầm dọc và dầm ngang. Bản mặt cầu chịu trực tiếp tác dụng của hoạt tải ô tô, rồi truyền tải trọng xuống dầm dọc, và sau đó dầm dọc truyền tải trọng xuống dầm ngang.

Dầm dọc và dầm ngang nên dùng các dầm định hình thép I cán hoặc dầm I tổ hợp. Chiều cao dầm dọc có thể lấy từ $(1/8 - 1/15)$ chiều dài khoang dàn, và chiều cao dầm ngang lấy từ $(1/7 - 1/12)$ khoảng cách giữa hai dàn chủ.

6.9.1. Tính toán dầm dọc

6.9.1.1. Xác định hiệu ứng do tải trọng tác dụng lên dầm dọc

Tải trọng tĩnh tác dụng lên dầm dọc gồm có trọng lượng các lớp mặt cầu DW (kN/m^2), bản bê tông DC_s (kN/m^2) và trọng lượng bản thân dầm dọc DC_{str} (kN/m). Tổng tĩnh tải phân bố đều tác dụng lên dầm dọc có xét đến hệ số tải trọng tương ứng và được xác định bởi.



Hình 6.53. Các đường ảnh hưởng áp lực lên các dầm dọc

$$DC = \left(\gamma_{DW} DW + \gamma_s DC_s\right) b + \gamma_{str} DC_{str} \qquad (6.53)$$

với b là khoảng cách giữa các dầm dọc đối với các dầm dọc ở giữa, hoặc một nửa khoảng cách dầm dọc cộng với chiều dài đoạn mút thừa của bản đối với dầm dọc ngoài cùng (m).

Thông thường liên kết giữa các dầm dọc tương đối yếu nên áp lực do hoạt tải tác dụng lên dầm dọc được tính theo phương pháp đòn bẩy hoặc cũng có thể xác định theo 3.4.4. Hình 6.53 thể hiện các đường ảnh hưởng áp lực lên dầm dọc theo phương pháp đòn bẩy dùng để xác định hệ số phân bố ngang mg_{LL}.

Nếu dầm dọc gián đoạn tại vị trí liên kết với dầm ngang thì tính toán dầm dọc như một dầm đơn giản có nhịp tính toán bằng khoảng cách p giữa các dầm ngang. Ngược lại, nghĩa là dầm dọc liên tục, việc tính toán có thể tính như đối với dầm đơn giản nhưng phải nhân với một hệ số kể đến sự làm việc liên tục của dầm dọc. Do dầm dọc có tiết diện ngang thường không thay đổi theo chiều dài nhịp nên mô men được tính tại tiết diện giữa nhịp và lực cắt các định tại gối; và nói chung được xác định tương tự với công thức (5.32):

$$U = \left\{\left[\eta_i \left(\gamma_{DW} DW + \gamma_s DC_s\right) b + \eta_i \gamma_{str} DC_{str}\right] . \sum \Omega + \right.$$
$$\left. \eta_i \gamma_{LL} . mg_{LL} . \left[(1 + IM) . \sum P_i . y_i + p_L . \omega\right]\right\} \qquad (6.54)$$

trong đó: η_i - hệ số điều chỉnh tải trọng;

γ_{LL} - hệ số tải trọng của hoạt tải HL93;

P_i, y_i - tải trọng trục xe chất lên đường ảnh hưởng và tung độ đường ảnh tương ứng;

$(1 + IM)$ - hệ số xung kích;

p_L - tải trọng làn;

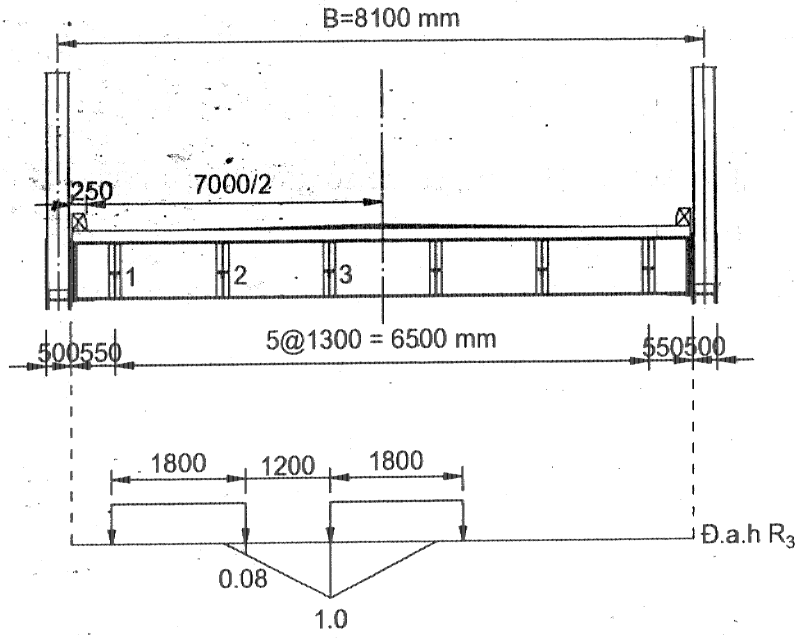
$\sum \Omega$ - tổng diện tích của đường ảnh hưởng;

ω - diện tích đường ảnh hưởng ứng với tải trọng làn.

Ví dụ 6.12. Xác định hiệu ứng tải trọng tại các tiết diện trong dầm dọc của cầu dàn nhịp 80 m như được thể hiện ở hình 6.25 (Ví dụ 6.1) với mặt cắt ngang cầu được thể hiện ở hình 6.54. Trọng lượng của bản mặt cầu (kể cả gờ chắn) 4,9 kN/m^2, và của lớp phủ mặt cầu 1,7 kN/m^2. Tiết diện dầm dọc là tiết diện chữ I cán cánh rộng W610×101 có trọng lượng 101 kg/m (0,99 kN/m).

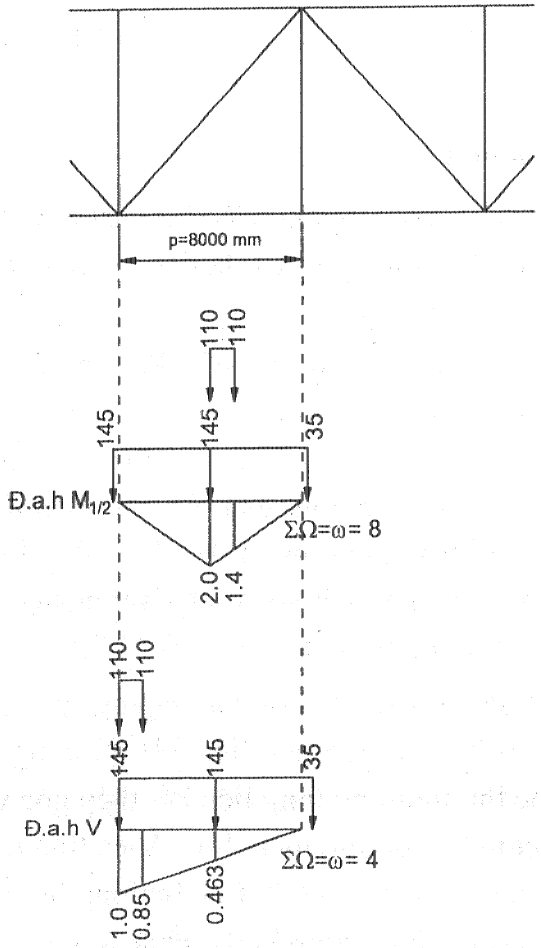
Hệ số phân bố ngang của dầm dọc được xác định theo phương pháp đòn bẩy. Hình 6.52 thể hiện đường ảnh hưởng áp lực lên dầm dọc số 3. Để bất lợi, ta chỉ cần tính cho một làn xe và khi đó, hệ số phân bố ngang có kể đến hệ số làn xe 1,2 được tính là:

$$mg_{LL} = 1,2 \times \left(\frac{1}{2} \times 1,0\right) = 0,6$$



Hình 6.54. *Mặt cắt ngang cầu*

Việc xác định hiệu ứng tải trọng tại các tiết diện dầm dọc dựa vào đường ảnh hưởng. Hình 6.55 thể hiện các đường ảnh hưởng mô men tại giữa nhịp và lực cắt tại gối, và xếp tải trọng lên các đường ảnh hưởng này. Mô men tại giữa nhịp do các tải trọng có hệ số gây ra bao gồm tĩnh tải, xe tải thiết kế và tải trọng làn được tính như sau:



Hình 6.55. *Xác định hiệu ứng tải trọng tại các tiết diện của dầm dọc*

$$M_{1/2} = 1,0\left\{\left[\left(1,25\times 4,9+1,5\times 1,7\right)1,3+1,25\times 0,99\right]8,0+\right.$$
$$\left.1,75\times 0,6\left[1,25\times 145\times 2,0+9,1\times 8,0\right]\right\} = 557 \text{ (kN.m)}$$

và mô men tại giữa nhịp do các tải trọng có hệ số gây ra bao gồm tĩnh tải, xe hai trục thiết kế và tải trọng làn được tính như sau:

$$M_{1/2} = 1,0\left\{\left[\left(1,25\times 4,9+1,5\times 1,7\right)1,3+1,25\times 0,99\right]8,0+\right.$$
$$\left.1,75\times 0,6\left[1,25\times 110\left(2,0+1,4\right)+9,1\times 8,0\right]\right\} = 677 \text{ (kN.m)}$$

Lực cắt tại gối do các tải trọng có hệ số gây ra bao gồm tĩnh tải, xe tải thiết kế và tải trọng làn được tính như sau:

$$V = 1,0\left\{\left[\left(1,25\times 4,9+1,5\times 1,7\right)1,3+1,25\times 0,99\right]4,0+\right.$$
$$\left.1,75\times 0,6\left[1,25\times 145\left(1,0+0,463\right)+9,1\times 4,0\right]\right\} = 367 \text{ (kN)}$$

Lực cắt tại gối do các tải trọng có hệ số gây ra bao gồm tĩnh tải, xe hai trục thiết kế và tải trọng làn được tính như sau:

$$V = 1,0\left\{\left[\left(1,25\times 4,9+1,5\times 1,7\right)1,3+1,25\times 0,99\right]4,0+\right.$$
$$\left.1,75\times 0,6\left[1,25\times 110\left(1,0+0,85\right)+9,1\times 4,0\right]\right\} = 355 \text{ (kN)}$$

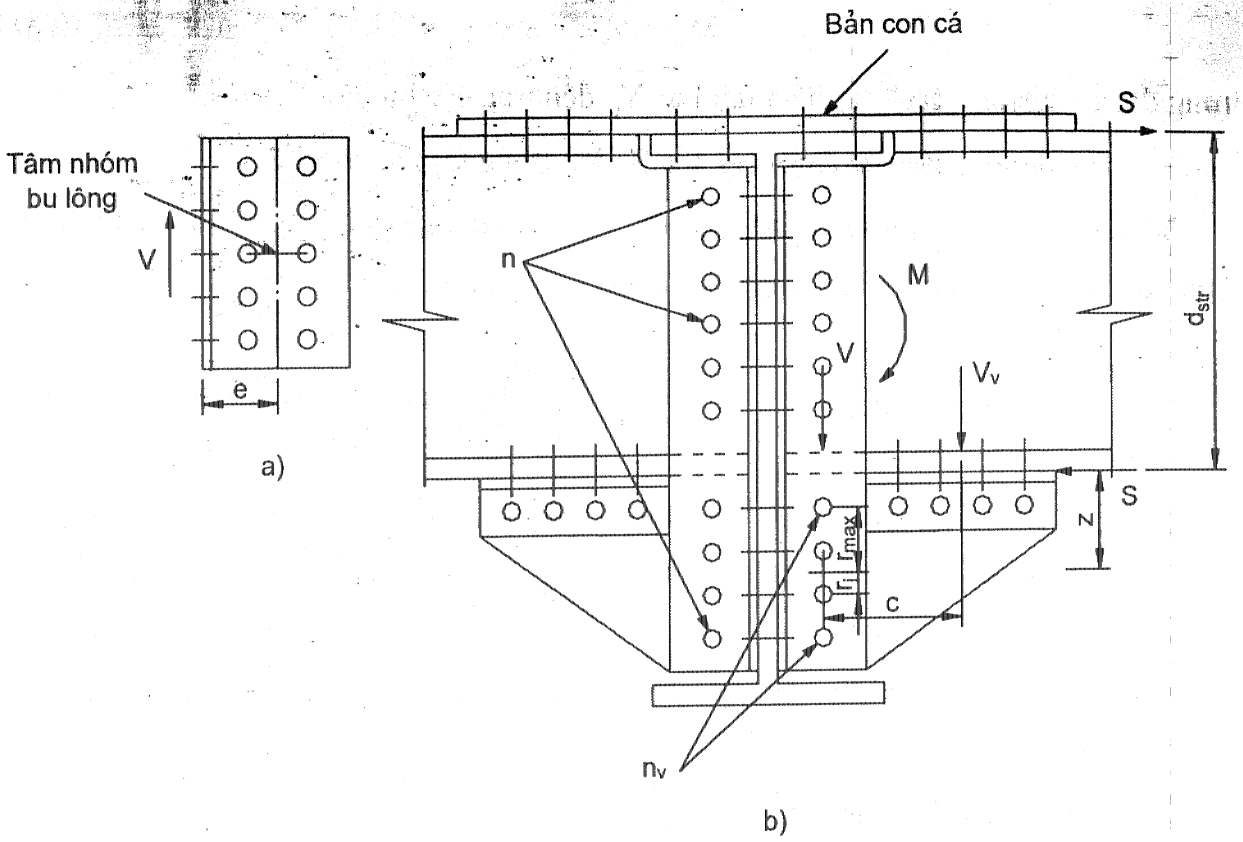
Vậy, mô men có hệ số lớn nhất tại giữa nhịp là 677 kNm và lực cắt có hệ số lớn nhất tại gối là 367 kN.

6.9.1.2. Tính toán liên kết dầm dọc vào dầm ngang

Hình 6.15 đã thể hiện các liên kết giữa dầm dọc và dầm ngang. Các liên kết này làm việc chủ yếu ở hai dạng mà nó có ảnh hưởng đến việc tính toán. Đó là dầm ngang hoặc xoay tự do hoặc bị ngăn cản xoay.

Hình 6.15a mô tả liên kết một bên dầm dọc với dầm ngang và liên kết này có độ cứng xoắn thấp. Do đó, liên kết này được giả thiết xoay được khi chịu lực cắt tác dụng từ dầm dọc. Lực cắt V được xem truyền vào vách dầm ngang bằng hai thép góc liên kết. Các bu lông liên kết các thép góc này với dầm dọc được tính toán với mô men lệch tâm do lực cắt V tác dụng tại độ lệch tâm e so với trọng tâm nhóm bu lông như được thể hiện ở hình 6.54a. Các bu lông liên kết các thép góc liên kết với vách dầm ngang chỉ chịu lực cắt V. Việc tính toán các bu lông được áp dụng tương tự như phần 4.3.5.

Hình 6.15b và c thể hiện liên kết giữa hai dầm dọc ở hai bên với dầm ngang. Với cấu tạo liên kết này, dầm ngang bị ngăn cản xoay. Nếu các thép góc liên kết đủ cứng và không xoay dưới tác dụng của lực cắt từ dầm dọc thì nhóm bu lông liên kết thép góc với vách dầm ngang không chỉ chịu lực cắt mà còn chịu kéo do mô men $V.e$. Việc tính toán bu lông vừa chịu cắt vừa chịu kéo đã được trình bày ở phần 4.3.6.3. Các bu lông liên kết thép góc với dầm dọc chịu cắt và việc tính toán này đã được trình bày ở phần 4.3.5.



***Hình 6.56.** Tính toán bu lông liên kết dầm dọc với dầm ngang*

Các hình 6.15d và e thể hiện liên kết dầm dọc vào dầm ngang có dùng thêm bản con cá. Cấu tạo liên kết này có thể xem dầm dọc không bị xoay, nghĩa là liên kết chịu mô men uốn từ dầm dọc (mô men tại gối dầm dọc). Mô men này có thể lấy bằng 0.6-0.7 mô men giữa nhịp của dầm dọc khi xem dầm dọc là dầm đơn giản có nhịp tính toán bằng khoảng cách giữa hai dầm ngang. Mô men M tại gối dầm dọc sẽ do bản con cá và liên kết vai kê với dầm dọc cùng chịu, nghĩa là bản con cá sẽ chịu một lực kéo S do mô men này gây ra (xem hình 6.56b):

$$S = \frac{M}{d_{str}} \tag{6.55}$$

với d_{str} là chiều cao dầm dọc. Bản con cá phải được kiểm tra theo trạng thái giới hạn cường độ và mỏi, và tính toán bố bu lông liên kết với dầm dọc.

Các bu lông n liên kết thép góc với vách dầm dọc và vai kê được tính toán chịu lực cắt V từ dầm dọc. Lực cắt V được xem phân bố đều cho tất cả bu lông n; khi đó phần lực cắt V truyền lên vai kê sẽ được tính bởi:

$$V_v = \frac{n_v}{n} V \tag{6.56}$$

với n_v là số lượng bu lông liên kết với thép góc và vai kê. Dưới tác dụng của các V_v và S, vai kê sẽ chịu một mô men uốn:

$$M_v = V_v.c - S.z \tag{6.57}$$

trong đó: c - khoảng cách từ điểm đặt lực V_v đến trục các bu lông n_v;

z - khoảng cách từ điểm đặt lực Z đến trọng tâm bu lông n_v.

Ta thấy rằng các bu lông n_v sẽ chịu cắt bởi các tải trọng V_v, S và M_v. Khi đó, bu lông làm việc nặng nhất sẽ chịu một lực được xác định bởi

$$R_{max} = \sqrt{\left(\frac{V_v}{n_v}\right)^2 + \left(\frac{S}{n_v} + \frac{M_v.r_{max}}{\sum r_i^2}\right)^2} \tag{6.58}$$

trong đó: r_i là khoảng cách từ bu lông thứ i đến trục các bu lông n_v, và r_{max} khoảng cách từ bu lông xa nhất đến trục các bu lông n_v. Bu lông này phải được kiểm tra với sức kháng của nó.

Ngoài ra, các bộ phận khác như bản con cá, thép góc và vách dầm dọc cần phải được kiểm tra cắt khối.

6.9.2. Tính toán dầm ngang

6.9.2.1. Xác định hiệu ứng do tải trọng tác dụng lên dầm ngang

Dầm ngang thường được liên kết bằng bu lông cường độ cao vào bản nút dàn chủ thông qua các thép góc liên kết như đã mô tả ở hình 6.17 và 6.18. Liên kết này dễ bị xoay nên dầm ngang được tính theo sơ đồ dầm đơn giản có nhịp tính toán bằng khoảng cách giữa hai dầm chủ. Cho dù bản mặt cầu có kê trực tiếp lên dầm ngang hay không, khi tính toán vẫn xem tải trọng thẳng đứng truyền lên dầm ngang thông qua các dầm dọc.

Trọng lượng các lớp mặt cầu, bản mặt cầu và dầm dọc truyền lên dầm ngang có thể xem là các lực tập trung có giá trị được xác định bởi

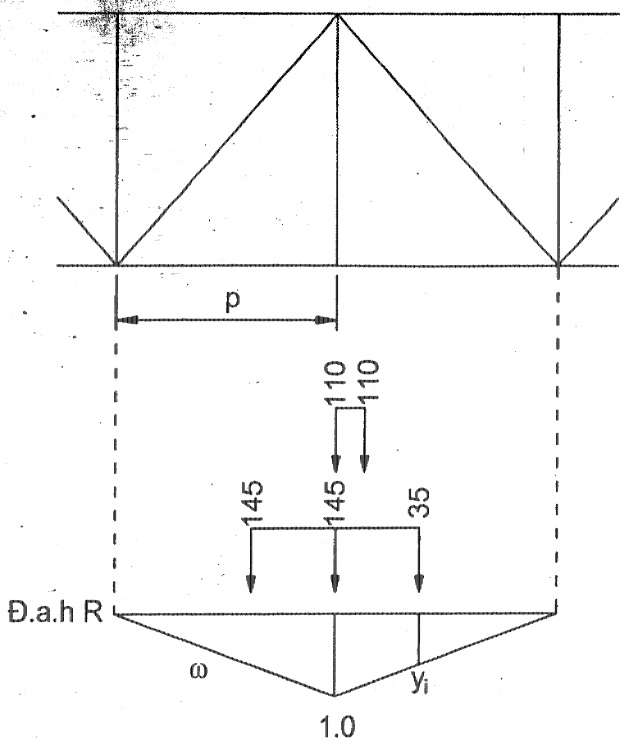
$$P_{str} = DC.p \tag{6.59}$$

trong đó: DC - tĩnh tải phân bố đều được xác định ở công thức (6.53);

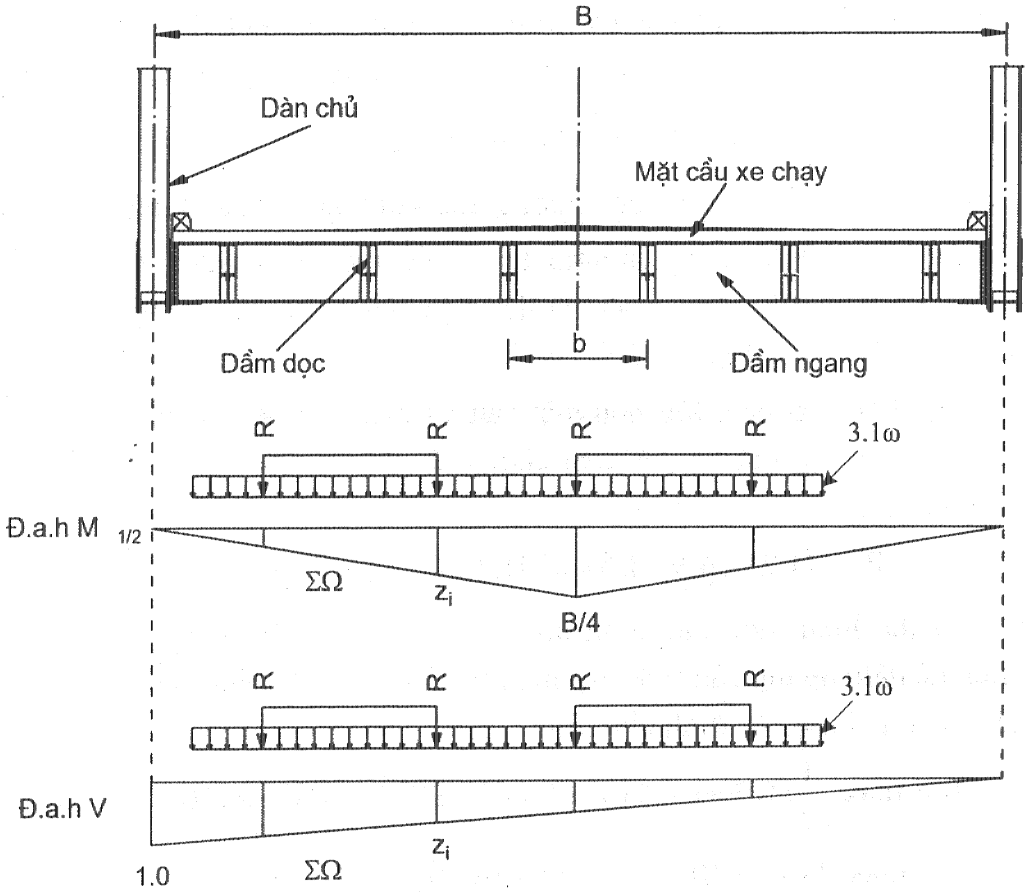
p - khoảng cách giữa các dầm ngang hay khoang dàn.

Trọng lượng của dầm ngang được xem là phân bố đều DC_{cro}. Đối với hoạt tải truyền lên dầm ngang, ta cần xác định dựa trên đường ảnh hưởng áp lực lên dầm ngang theo phương pháp đòn bẩy như được mô tả ở hình 6.57. Khi đó, áp lực do một dãy bánh xe và tải trọng làn trong phạm vi hai khoang liền kề dầm ngang (2p) được tính toán như sau:

$$R = \frac{1}{2}\sum P_i y_i \tag{6.60}$$



Hình 6.57. *Sự phân bố áp lực lên dầm ngang*



Hình 6.58. *Xác định hiệu ứng tải trọng lên dầm ngang*

và do tải trọng làn là:

$$3.1\omega \qquad (6.61)$$

trong đó: P_i - tải trọng trục xe (kN);

3.1 - tải trọng làn trên một đơn vị diện tích phân bố (kN/m^2);

y_i - tung độ đường ảnh hưởng áp lực R ứng với P_i;

ω - diện tích đường ảnh hưởng áp lực R (m) và bằng p.

Việc xác định hiệu ứng tải trọng trong dầm ngang cần dựa vào đường ảnh hưởng mô men và lực cắt tại các tiết diện của dầm (xem hình 6.58); và nói chung được xác định theo công thức dưới đây:

$$U = \left\{\eta_i \left(\sum P_{str}.z_i + \gamma_{cro}.\sum\Omega\right) + \eta_i\gamma_{LL}.m\left[(1+IM)R\sum z_i + 3.1\omega\Omega'\right]\right\} \qquad (6.62)$$

trong đó: η_i - hệ số điều chỉnh tải trọng;

γ_{LL} - hệ số tải trọng của hoạt tải HL93;

$(1+IM)$ - hệ số xung kích;

m - hệ số làn xe;

P_{str} - tải trọng do tĩnh tải từ dầm dọc xuống dầm ngang xác định bởi công thức (6.59);

R - áp lực do một dãy bánh xe được xác định theo công thức (6.60);

z_i - tung độ đường ảnh tương ứng với các tải trọng tập trung P_{str} và R;

$\sum\Omega$ - tổng diện tích của đường ảnh hưởng;

Ω' - diện tích của đường ảnh hưởng ứng với phạm vi tác dụng của tải trọng làn.

Ví dụ 6.13. Xác định hiệu ứng tải trọng tại các tiết diện dầm ngang với các số liệu được lấy ở ví dụ 6.10. Tiết diện dầm ngang là tiết diện chữ I cán cánh rộng W1016 × 314 có trọng lượng phân bố 3,1 kN/m.

Các tĩnh tải bản mặt cầu; lớp phủ mặt cầu và dầm dọc sẽ truyền xuống dầm ngang bằng các lực tập trung mà có thể xem chúng có giá trị như nhau (xem hình 6.54) và được tính như sau:

$$P = \left[(1,25\times4,9+1,5\times1,7)1,3+1,25\times0,99\right]8,0 = 100 \text{ (kN)}$$

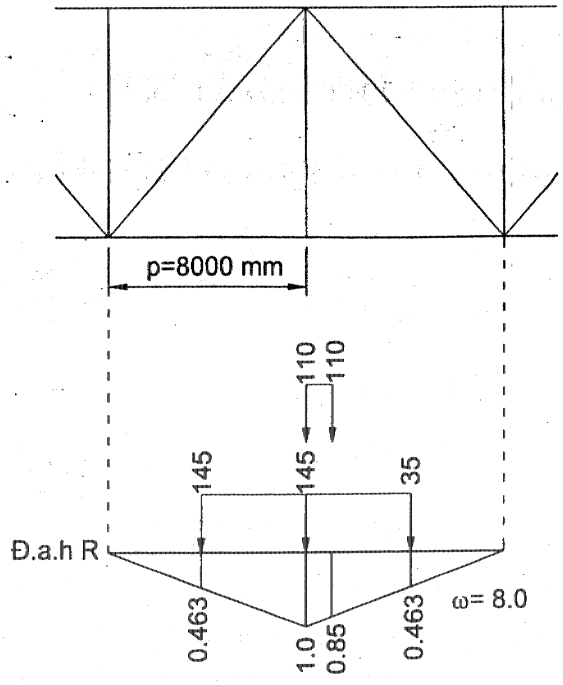
Hình 6.59 thể hiện việc xác định áp lực do một dãy bánh xe trong phạm vi hai khoang liền kề dầm ngang cần tính. Áp lực lớn nhất do xe tải thiết kế và xe hai trục thiết kế lên dầm ngang được xác định như sau:

$$R = \max\left\{\frac{1}{2}(145\times1,0+145\times0,463+35\times0,463);\frac{1}{2}\times110(1,0+0,85)\right\}$$

$$= \max\{114,17;101,15\} = 114,17 \text{ (kN)}$$

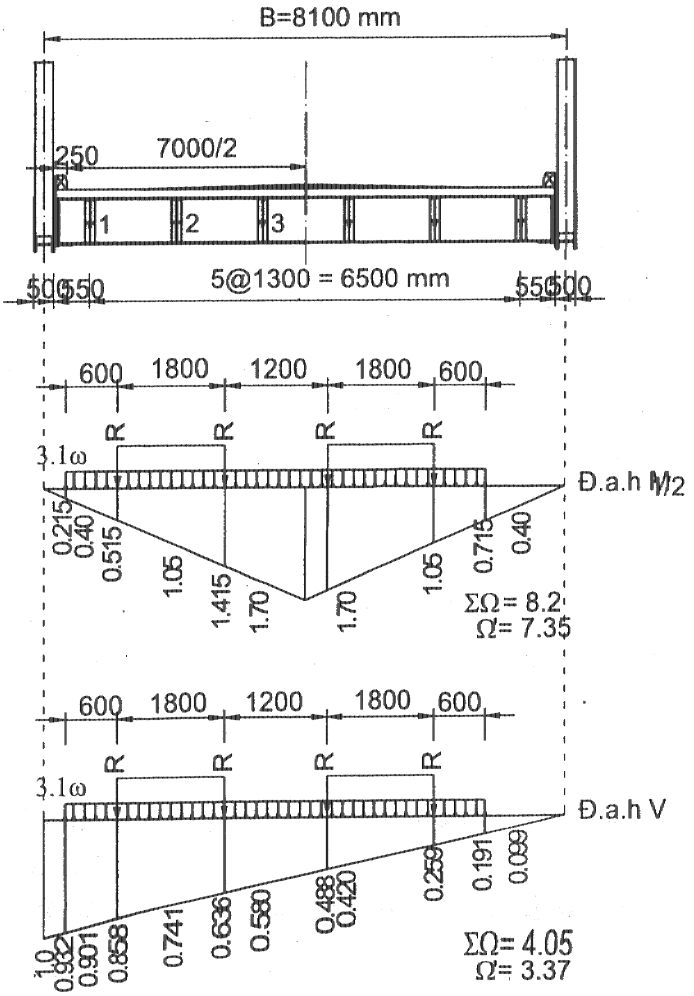
Áp lực do tải trọng làn cũng được tính bởi:

$$R = 3,1\times8,0 = 24,8 \text{ (kN/m)}$$



Hình 6.59. *Xác định áp lực lên dầm ngang*

Hình 6.60 thể hiện việc xếp các tải trọng lên đường ảnh hưởng mô men và lực cắt của dầm ngang.



Hình 6.60. *Xác định mô men và lực cắt lên dầm ngang*

MỤC LỤC

	Trang
Lời nói đầu	3
Chương I. Giới thiệu chung về cầu thép	5
1.1. Khái niệm chung	12
1.2. Các hệ thống cơ bản của cầu thép	19
1.3. Lựa chọn phương án kết cấu	
Chương II. Vật liệu thép	28
2.1. Các loại thép	33
2.2. Tính chất cơ lý của thép	43
2.3. Thép cầu và vấn đề chống rỉ	
Chương III. Cơ sở thiết kế cầu thép	47
3.1. Nguyên tắc thiết kế	48
3.2. Hệ số tải trọng và trạng thái giới hạn	64
3.3. Tải trọng	78
3.4. Sự phân bố tải trọng	100
3.5. Hiệu ứng do nhiệt độ	
Chương IV. Liên kết trong cấu thép	108
4.1. Liên kết hàn	128
4.2. Liên kết bu lông	146
4.3. Thiết kế mối nối	
Chương V. Thiết kế cầu dầm thép	159
5.1. Giới thiệu chung	164
5.2. Các loại cầu dầm thép	170
5.3. Cấu tạo dầm thép	188
5.4. Cấu tạo dầm thép liên hợp	205
5.5. Tính toán nội lực trong dầm chủ	209
5.6. Tiết diện chữ I chịu uốn	256
5.7. Sức kháng cắt tiết diện chữ I	

5.8. Neo chống trượt 263
5.9. Sườn tăng cường 274

Chương VI. Thiết kế cầu dàn thép

6.1. Giới thiệu chung 286
6.2. Bố trí kết cấu cầu dàn 289
6.3. Cấu tạo các thanh dàn chủ 294
6.4. Hệ liên kết 297
6.5. Cấu tạo liên kết trong cầu dàn 300
6.6. Sự làm việc cầu dàn 305
6.7. Thiết kế các thanh dàn chủ 307
6.8. Thiết kế liên kết nút dàn 340
6.9. Thiết kế hệ thống dầm mặt cầu 349

Tài liệu tham khảo 259

THIẾT KẾ CẦU THÉP

Chịu trách nhiệm xuất bản:
TRỊNH XUÂN SƠN

Biên tập:	NGUYỄN THỊ BÌNH
Chế bản điện tử:	PHẠM HỒNG LÊ
Sửa bản in:	NGUYỄN THỊ BÌNH
Trình bày bìa:	VŨ BÌNH MINH

In 500 cuốn khổ 19x27cm, tại Xưởng in Nhà xuất bản Xây dựng. Giấy chấp nhận đăng ký kế hoạch xuất bản số 345-2010/CXB/6-29/XD ngày 13/4/2010, Quyết định xuất bản số 244/QĐ-XBXD ngày 19/8/2010. In xong nộp lưu chiểu tháng 8/2010.