

MỤC LỤC

	Nội dung	Trang
	LỜI NÓI ĐẦU	5
Phần thứ nhất. NHỮNG VẤN ĐỀ CHUNG VỀ THIẾT KẾ CẦU		
Chương 1. KHÁI NIỆM CHUNG VỀ CÔNG TRÌNH CẦU		
1.1.	Các bộ phận và kích thước cơ bản của cầu	6
1.2.	Phân loại cầu	7
1.3.	Tầm quan trọng của ngành xây dựng cầu	9
1.4.	Những yêu cầu cơ bản của công trình cầu và phương hướng phát triển của ngành cầu	10
	Câu hỏi ôn tập	13
Chương 2. NHỮNG VẤN ĐỀ CƠ BẢN VỀ THIẾT KẾ CẦU		
2.1.	Các tài liệu cơ bản cần điều tra khảo sát	14
2.2.	Xác định các kích thước cơ bản của cầu	18
2.3.	Các tải trọng thiết kế	21
2.4.	Khái niệm chung về phương pháp tính toán công trình theo những trạng thái giới hạn	32
2.5.	Nguyên tắc công tác thiết kế	36
	Câu hỏi ôn tập	38
Phần thứ hai. CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP		
Chương 3. CẦU BẢN VÀ CẦU DẦM BÊ TÔNG CỐT THÉP		
3.1.	Vật liệu, các tính năng cơ lý	39
3.2.	Phạm vi áp dụng của cầu bê tông cốt thép	46
3.3.	Cấu tạo chung các bộ phận mặt cầu	47
3.4.	Cầu bản mô nhẹ bê tông cốt thép thường	50
3.5.	Kết cấu nhịp cầu dầm giản đơn bê tông cốt thép thường	55
3.6.	Kết cấu nhịp cầu dầm giản đơn bê tông cốt thép dự ứng lực	66
3.7.	Kết cấu nhịp cầu dầm liên tục và dầm hằng	76
	Câu hỏi ôn tập	81
Chương 4. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN THIẾT KẾ KẾT CẤU NHỊP BẢN BÊ TÔNG CỐT THÉP THƯỜNG		
4.1.	Khái niệm về phương pháp tính toán	82
4.2.	Nguyên tắc phân bố tải trọng do hoạt tải trên cầu	82
4.3.	Tính toán xác định nội lực trong bản	83
4.4.	Chọn tiết diện bản	94
4.5.	Kiểm tra cường độ cho kết cấu bản	96
4.6.	Tính toán độ võng kết cấu nhịp bản theo TTGH thứ hai	99
4.7.	Tính toán kết cấu nhịp bản theo TTGH thứ ba về nứt	101
	Câu hỏi ôn tập	103
Chương 5. CẦU VÒM		
5.1.	Cầu vòm đá	104
5.2.	Cầu vòm bê tông cốt thép	107
5.3.	Cấu tạo mô trụ cầu vòm	110
	Câu hỏi ôn tập	112

Phần thứ ba. CẦU THÉP	
Chương 6. GIỚI THIỆU CHUNG VỀ CẦU THÉP	
6.1. Các đặc điểm chủ yếu của cầu thép	113
6.2. Đặc điểm vật liệu dùng trong cầu thép	113
6.3. Các liên kết dùng trong cầu thép	117
6.4. Bộ phận mặt cầu của cầu thép	121
Câu hỏi ôn tập	126
Chương 7. KẾT CẤU NHỊP CẦU DÀM THÉP VÀ DÀN THÉP GIẢN ĐƠN	
7.1. Cầu dầm đặc giản đơn	127
7.2. Cầu dàn thép giản đơn	136
Câu hỏi ôn tập	145
Chương 8. MỘT SỐ LOẠI CẦU THÉP KHÁC	
8.1. Cầu dầm liên hợp thép - bê tông cốt thép	146
8.2. Cầu treo	150
Câu hỏi ôn tập	152
Phần thứ tư. MỔ TRỤ VÀ GỐI CẦU	
Chương 9. MỔ TRỤ CẦU	
9.1. Khái niệm chung	153
9.2. Mổ trụ dèo	155
9.3. Cấu tạo trụ cầu dầm	159
9.4. Cấu tạo mỏ cầu dầm	161
9.5. Tính toán mỏ trụ cầu	165
Câu hỏi ôn tập	172
Chương 10. GỐI CẦU	
10.1. Giới thiệu chung	173
10.2. Cấu tạo gối cầu dầm bê tông cốt thép	173
10.3. Cấu tạo gối cầu dầm thép	176
10.4. Tính toán gối cầu	178
Câu hỏi ôn tập	180
TÀI LIỆU THAM KHẢO	181

LỜI NÓI ĐẦU

Cầu là một trong những công trình xây dựng thiết yếu trên đường. Khi tính toán thiết kế và cả khi xây dựng đòi hỏi chúng ta đều phải nghiên cứu, điều tra khảo sát, thực nghiệm khá chặt chẽ. Những năm gần đây và hiện nay cùng với tiến trình hội nhập, nhiều phương pháp tính toán trong thiết kế cùng vật liệu và kết cấu mới, các công nghệ thi công tiên tiến được áp dụng vào thực tiễn xây dựng các công trình cầu ở Việt Nam.

Cuốn giáo trình "Thiết kế cầu" của nhà trường xuất bản năm 2001 đã giúp cho giáo viên, học viên có tài liệu nghiên cứu, giảng dạy, học tập và làm đề án chuyên ngành khá hiệu quả. Nhưng với "Luật giáo dục" 2005 về thời gian và chương trình khung đào tạo theo quy định của Bộ giáo dục và đào tạo. Đề chất lượng đào tạo kỹ thuật viên trung cấp cầu đường ngày càng sát hơn với nhiệm vụ sản xuất kinh doanh ngoài thực tiễn sản xuất. Chúng tôi biên soạn, chỉnh lý giáo trình "Thiết kế cầu" gồm bốn phần với 10 chương.

Chương 1. Khái niệm chung về công trình cầu

Chương 2. Những vấn đề cơ bản về thiết kế cầu

Chương 3. Cầu bản và cầu dầm bê tông cốt thép

Chương 4. Nguyên lý tính toán thiết kế kết cấu nhịp bản BTCT thường

Chương 5. Cầu vòm

Chương 6. Giới thiệu chung về cầu thép

Chương 7. Kết cấu nhịp Cầu dầm thép và dàn thép giản đơn

Chương 8. Một số loại cầu thép khác

Chương 9. Mố trụ cầu

Chương 10. Gói cầu

Nội dung trình bày những nguyên tắc cơ bản trong khảo sát, tính toán thiết kế và cấu tạo các bộ phận cầu. Mỗi loại cầu chúng tôi chỉ đề cập đến những nội dung cơ bản về cấu tạo và phạm vi sử dụng và những nguyên tắc trong tính toán hầu như không đề cập. Mặt khác, một số tên gọi theo quy định trong bản vẽ thiết kế bằng "Tiếng Anh" cũng được đề cập tới, tuy rằng có mặt chưa được sát lắm. Trong giáo trình đã sử dụng nhiều hình vẽ đặc trưng nhất để khái quát và mô tả những cấu tạo cơ bản, những quy định cùng một số đặc tính chủ yếu về mặt chịu lực theo "Tiêu chuẩn thiết kế", tạo thuận lợi trong khi học tập và nghiên cứu nội dung môn học.

Trong suốt quá trình biên soạn chúng tôi đã nhận được nhiều sự tham gia góp ý quý báu của các đồng chí là giáo viên và cán bộ làm công tác thiết kế và thi công lâu năm có nhiều kinh nghiệm của nhà trường và các cơ quan thiết kế trong và ngoài Tổng công ty xây dựng Trường Sơn.

Mặc dù có rất nhiều cố gắng, nhưng với trình độ và thời gian hạn chế, nên chắc chắn sẽ không tránh khỏi những sai sót. Chúng tôi rất mong nhận được ý kiến đóng góp quý báu của các bạn đọc.

THÁNG 11/2007
NGƯỜI BIÊN SOẠN

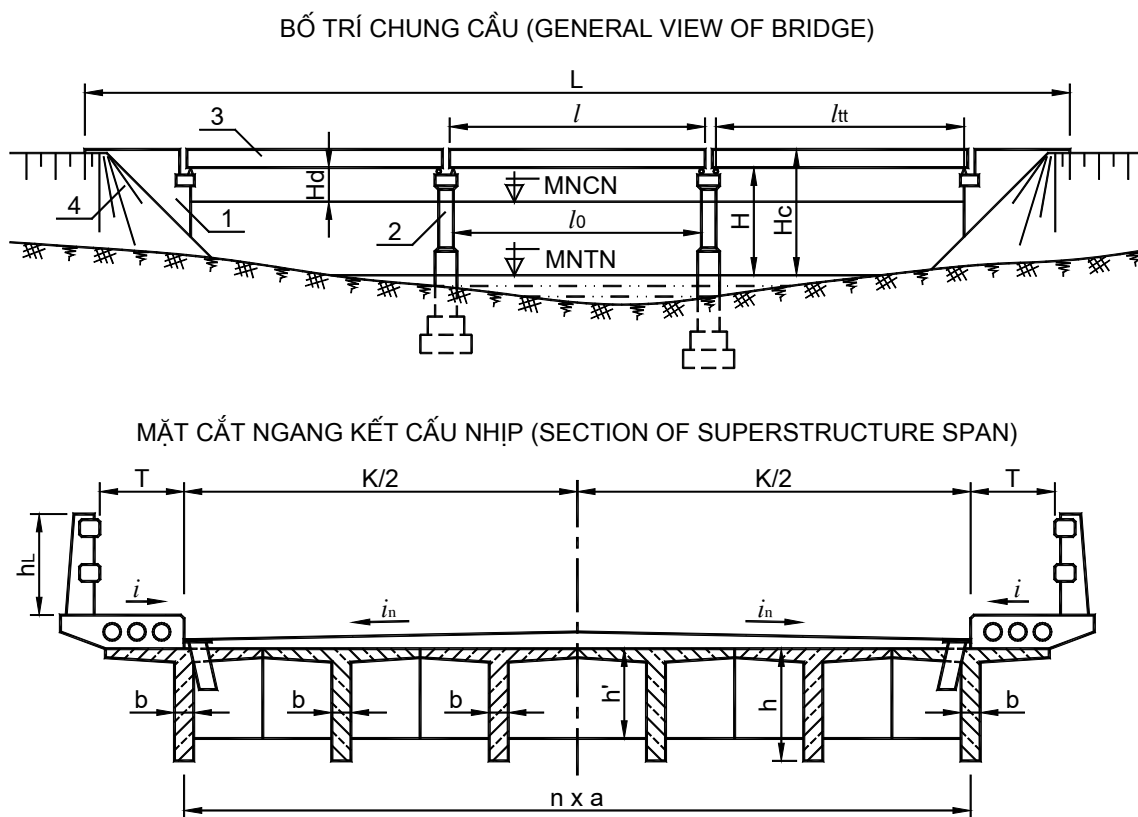
Phần thứ nhất
NHỮNG VẤN ĐỀ CHUNG VỀ THIẾT KẾ CẦU
(INTRODUCTION FOR BRIDGE DESIGN)

Chương 1
KHÁI NIỆM CHUNG VỀ CÔNG TRÌNH CẦU

1.1. Các bộ phận và kích thước cơ bản của cầu

Khi các tuyến đường gặp các chướng ngại như: Sông ngòi, khe suối, các công trình khác có sẵn (tuyến đường cũ mà tuyến mới cắt qua, công trình công nghiệp, văn hoá...) mà không thể vòng tránh được thì phương án xây dựng các công trình cầu để vượt qua các chướng ngại trên là khả thi hơn cả.

Cầu là công trình nhân tạo để nối liền đường, vượt qua các chướng ngại mà tuyến đường không vòng tránh được. Các bộ phận chính của công trình cầu gồm có: Kết cấu nhịp và mô trụ, giữa kết cấu nhịp và mô trụ là gối cầu (hình 1.1) ngoài các bộ phận trên còn có một số công trình phụ khác nữa như: đường đầu cầu, phần tư nón, công trình điều chỉnh dòng sông, thiết bị chiếu sáng, chống sét v.v... mà tùy theo từng công trình có bố trí.



Hình 1.1 Sơ đồ bố trí chung cầu
 1 - Mô; 2 - Trụ; 3 - Kết cấu nhịp; 4 - Phần tư nón

Kết cấu nhịp cầu để đỡ mặt đường xe chạy và trực tiếp chịu tải trọng của xe cộ chạy trên cầu và truyền xuống mô trụ thông qua gối cầu. Mô ở hai đầu cầu còn có nhiệm vụ chắn

đất nền đường đầu cầu và nối tiếp cầu và đường. Tất cả các tải trọng của cầu và hoạt tải trên cầu đều truyền xuống nền đất thông qua móng.

Hai bên mái dốc taluy của nền đường đầu cầu được đắp thành những khối lượn theo phân tư hình nón cụt và gọi tắt là móng đất hình nón.

Mực nước trên sông luôn thay đổi, về mùa lũ mực nước dâng cao, mực nước cao nhất mà người ta ghi lại hoặc điều tra được gọi là mực nước lịch sử hay mực nước cao nhất (MNCN). Mực nước thiết kế là mực nước cao nhất trong khoảng 100 năm hay 50 năm tùy theo quy mô của công trình (được xác định bằng tần suất tính toán). Về mùa khô mực nước sông rút xuống, mực nước thấp nhất mà người ta ghi được trong mùa này gọi là mực nước thấp nhất (MNTN).

Mực nước thông thuyền tính toán (MNTT) là mực nước lớn nhất cho phép tàu bè qua lại trên sông trong mùa lũ, thường MNTT thấp hơn MNCN.

Chiều dài toàn cầu (L) là khoảng cách giữa hai đuôi móng, nghĩa là chiều dài toàn bộ công trình.

Nhịp tính toán (l_{tt}) còn gọi là khẩu độ nhịp là khoảng cách giữa hai tim gối của một nhịp. Khoảng cách giữa hai đầu mút dầm (l) được gọi là chiều dài nhịp.

Nhịp tĩnh (l_0) là khoảng thông thủy giữa hai trụ ở mực nước cao nhất thiết kế. Khẩu độ cầu L_0 là tổng các nhịp tĩnh ($L_0 = \sum l_0$) tức là chiều rộng mặt thoáng của nước dưới tim cầu tính ở mực nước cao nhất thiết kế. Đối với cầu một nhịp khẩu độ cầu là khoảng trống giữa mép hai tường móng về phía sông. Trường hợp MNCN thiết kế không tiếp xúc với hai tường móng mà cắt móng đất hình nón thì khẩu độ cầu lấy theo đường trung bình giữa MNCN thiết kế và MNTN.

Chiều cao cầu (H_C) là khoảng cách từ mặt đường phần xe chạy tới MNTN hay mặt đất hoặc mặt đường dưới cầu (với cầu vượt đường).

Chiều cao kiến trúc (h) là khoảng cách từ mặt đường xe chạy tới đáy kết cấu nhịp (với cầu dàn thép có đường xe chạy dưới là khoảng cách từ mặt trên của thanh biên trên đến đáy thanh biên dưới).

Chiều cao gầm cầu (H_d và H) còn gọi là khổ giới hạn dưới gầm cầu, là khoảng cách từ đáy kết cấu nhịp tới MNCN thiết kế hoặc MNTT tính toán. Chiều cao này phải đủ bảo đảm an toàn khi có thông thương dưới cầu hoặc thoát nước khi có lũ phụ thuộc vào cấp đường thủy nội địa. Đối với cầu vượt đường thì hai trị số H và H_d là một được lấy theo quy định là 4,5m.

1.2. Phân loại cầu

Công trình cầu có thể phân ra nhiều loại tùy theo những đặc điểm riêng của chúng.

- Theo tính chất của chướng ngại vật mà cầu vượt qua có thể phân thành các loại sau:

+ Cầu qua sông, là loại cầu thường hay gặp nhất để vượt qua sông, suối.

+ Cầu vượt đường, giải quyết những nút giao thông có mật độ xe lớn phải giao khác mức hoặc ở chỗ hai tuyến đường giao nhau nhưng cao độ khác nhau.

+ Cầu cao, là loại cầu vượt qua thung lũng, khe suối sâu, nếu làm đường thì không kinh tế và không giải quyết được vấn đề thoát nước trong mùa lũ. Dùng thích hợp với những khe suối có bề rộng lớn hơn 20m.

+ Cầu cạn, mực đích đưa mặt đường lên cao hơn nhiều so với mặt đất xung quanh để cho phép sử dụng đất ở dưới cầu hoặc trong trường hợp phải đưa dần cao độ mặt đường lên để tránh những độ dốc vượt quá giá trị cho phép, cầu cạn trong trường hợp này gọi là cầu dẫn.

- Theo tải trọng lưu thông trên cầu có thể phân ra:

+ Cầu đường sắt, chỉ dành cho các đoàn tàu đi qua.

+ Cầu đường ô tô, chỉ dùng cho loại xe cơ giới đi qua. Loại cầu này khác với cầu đường sắt về khổ cầu và cấu tạo mặt cầu.

+ Cầu bộ hành, dành riêng cho người đi bộ qua lại. Thường được xây dựng ở trong công viên, khu nghỉ mát...

+ Cầu thành phố, khác cầu ô tô ở chỗ là xây dựng với mục đích để thoả mãn yêu cầu giao thông lớn và mỹ quan thành phố.

+ Cầu hỗn hợp, dùng chung cho ô tô, người đi bộ hoặc cả ô tô, tàu hoả, người đi bộ (cầu Thăng Long là một trong những cầu thuộc loại này).

+ Cầu tàu, xây dựng ở các bên sông và hải cảng để ô tô và cần trục ra vào bốc dỡ hàng hoá và neo buộc tàu thuyền.

+ Các loại cầu đặc biệt, chuyên dùng cho một nhu cầu đặc biệt như: máng dẫn nước, ống dẫn dầu hoặc khí đốt, dây cáp điện... qua sông hoặc qua đường.

- Theo vật liệu xây dựng kết cấu nhịp người ta phân ra: Cầu gỗ, cầu đá, cầu bê tông, cầu bê tông cốt thép, cầu thép...

- Theo sơ đồ và tính chất chịu lực của công trình có thể phân ra: Hệ thống cầu dầm, hệ thống cầu khung, hệ thống cầu vòm, hệ thống cầu treo.

- Theo vị trí mặt đường xe chạy trên cầu gồm có: Cầu có đường xe chạy trên, cầu có đường xe chạy dưới và cầu có đường xe chạy giữa.

- Theo đặc điểm và điều kiện sử dụng của cầu được phân ra:

+ Cầu cố định, là loại cầu thông dụng nhất hiện nay, đối với cầu không có thông thuyền thì đáy dầm cầu được đặt cao hơn mực nước cao nhất để bảo đảm cho dòng nước chảy dưới cầu một cách tự do, đối với cầu có thông thuyền phải bảo đảm khổ gầm cầu không cản trở thuyền bè qua lại trên sông. Những loại cầu này còn gọi là cầu mực nước cao. Ngoài loại cầu cố định thiết kế với mực nước cao còn có cầu tràn thiết kế với mặt cầu thấp hơn mực nước lũ thiết kế, cho phép nước lũ tràn qua cầu và tính toán với mức độ ngừng thông xe trên tuyến trong thời gian ngắn về mùa lũ, tùy theo thời gian cho phép ngừng thông xe và thoát lưu lượng nước lũ để tính toán cao độ mặt cầu.

+ Cầu di động như cầu quay, cầu cút... là loại cầu có kết cấu nhịp được thiết kế đặc biệt, kết cấu nhịp được gắn với cơ cấu quay, nhịp cầu có thể quay một góc 90^0 đến vị trí dọc với dòng chảy hoặc cẩu nhắc lên được khi có tàu đi dưới cầu mà không muốn nâng khổ gầm cầu (cầu Sông Hàn - Thành phố Đà Nẵng là cầu có hai nhịp thông thuyền ở giữa được thiết kế theo kiểu cầu quay).

+ Cầu phao còn gọi là cầu nổi có dầm cầu đặt trên thuyền hoặc phao nổi, dùng trong trường hợp qua sông rộng, nước sâu, bảo đảm giao thông khi đang xây dựng cầu mới hoặc giải quyết giao thông khi chưa có dự án xây dựng cầu ở tuyến đường có mật độ giao thông lớn. Cầu phao làm trên sông có thông thuyền thì phải làm một nhịp đặc biệt có thể tháo cút rời dễ dàng khi có tàu bè qua lại.

- Theo thời hạn sử dụng cầu có thể phân ra:

+ Cầu vĩnh cửu, cầu được thiết kế với loại vật liệu sử dụng lâu bền, ít bị phá hoại do ảnh hưởng của thời tiết, môi trường.

+ Cầu bán vĩnh cửu, gồm các loại cầu có móng trụ được thiết kế với những loại vật liệu sử dụng lâu bền, vĩnh cửu. Còn kết cấu nhịp được làm bằng kết cấu dầm thép tháo lắp dễ dàng (dầm quân dụng, các thanh vạm nãng...), sau một thời gian sử dụng có điều kiện sẽ thay kết cấu nhịp thành vĩnh cửu.

+ Cầu tạm, gồm tất cả các loại cầu có các bộ phận được thiết kế đáp ứng với thời hạn sử dụng ngắn (bảo đảm giao thông khi xây dựng cầu mới, hoặc bảo đảm nhu cầu giao thông trên đoạn tuyến trong thời gian ngắn...). Loại cầu này tất cả các bộ phận đều được xây dựng bằng các kết cấu lắp ghép lại và sự liên kết không cần chắc chắn...

Tuy nhiên mỗi loại cầu thuộc loại vĩnh cửu, bán vĩnh cửu hay tạm thời, thì kèm theo nó là các quy định khác trong các tiêu chuẩn thiết kế.

- Theo vị trí tương đối giữa trục tim cầu và hướng dòng nước chảy, người ta có thể chia ra:

+ Cầu thẳng, trục tim cầu nằm vuông góc hay tạo với hướng dòng nước chảy một góc lớn hơn 85° .

+ Cầu chéo, trục tim cầu nằm tạo với hướng dòng nước chảy một góc nhỏ hơn 85° .

+ Cầu cong, khi bình đồ tim cầu nằm trên đường cong. Ngoài ra còn có cầu nằm trên đường cong đứng gọi là cầu vồng và cầu nằm trên đoạn đường dốc một chiều gọi là cầu dốc.

- Tùy theo chiều dài toàn cầu và khẩu độ từng nhịp người ta chia ra: Cầu nhỏ, cầu trung, cầu lớn và cầu đặc biệt. Theo quy trình 22 TCN 18 - 79 thì được phân chia như sau:

+ Cầu lớn: Nếu chiều dài toàn cầu lớn hơn 100m hay khẩu độ tính toán của mỗi nhịp lớn hơn 30m.

+ Cầu trung: Nếu chiều dài toàn cầu từ 30 đến 100m hay khẩu độ tính toán của mỗi nhịp từ 16m đến 30m.

+ Cầu nhỏ: Nếu chiều dài toàn cầu nhỏ hơn 30m hay khẩu độ tính toán của mỗi nhịp nhỏ hơn 16m.

Trong trường hợp đặc biệt, tuy cầu bé nhưng điều kiện kỹ thuật phức tạp thì tùy tình hình cụ thể mà phân chia.

1.3. Tầm quan trọng của ngành xây dựng cầu

Trong nền kinh tế quốc dân, ngành giao thông vận tải giữ một vai trò rất quan trọng. Vì tất cả những sản phẩm của quá trình sản xuất (tất cả các sản phẩm của các ngành kể cả các sản phẩm thuộc về văn hoá và trí tuệ) cần thiết cho sự phát triển các ngành của nền kinh tế và đời sống xã hội hàng ngày của con người đều phải được lưu thông vận chuyển từ chỗ này đến chỗ khác (hoặc giữa các quốc gia) bằng phương tiện giao thông. Có thể ví giao thông của mỗi nước như mạch máu trong cơ thể con người. Nhìn vào mạng lưới giao thông của mỗi quốc gia có thể khẳng định về mức độ phát triển nền kinh tế của nước đó.

Trong mạch máu giao thông, nhất là giao thông đường bộ, đường sắt, thì công trình cầu có vị trí đặc biệt quan trọng của mỗi tuyến đường, nhất là đối với những nước có nhiều sông ngòi, đồi núi như ở nước ta. Nó chính là yết hầu của mạng lưới giao thông, nhưng bản thân nó chiếm kinh phí đầu tư xây dựng khá lớn. Ngay trên những vùng có địa hình tương đối bằng phẳng, nó cũng chiếm một số vốn khá lớn (khoảng 8 đến 10% giá thành toàn bộ tuyến đường). Đối với những tuyến đường vùng đồi núi hoặc vùng đồng bằng có nhiều sông ngòi thì chi phí cho công trình cầu còn chiếm một tỷ lệ lớn hơn nhiều, đặc biệt những công trình cầu trọng điểm vượt qua sông lớn (Chẳng hạn trên Quốc lộ 5, đoạn tuyến từ Km47 đến Km62 giá thành xây dựng của 15Km đường không kể cầu là 19,2 triệu USD, trong khi đó chỉ tính riêng một Cầu Phú Lương cũng trong đoạn tuyến trên thì giá thành xây dựng trên 15,5 triệu USD).

Về phương diện kỹ thuật thì ngành xây dựng cầu là một trong những ngành kỹ thuật phức tạp và tổng hợp. Nó đòi hỏi vừa phải có cơ sở lý luận chặt chẽ và kinh nghiệm thực tế dồi dào, vừa phải có sáng tạo và kỹ năng tinh xảo.

Công trình cầu không những là một công trình kỹ thuật phục vụ cho nền kinh tế quốc dân, mà về phương diện văn hoá nó góp phần trao đổi và phát triển đời sống văn hoá giữa các vùng với nhau. Mặt khác bản thân công trình cầu cũng là một công trình nghệ thuật kiến trúc tô điểm cho khung cảnh thiên nhiên, nó là một công trình sáng tạo của con người.

Về mặt quốc phòng thì công trình cầu trên những tuyến đường chiến lược quan trọng có tác dụng không nhỏ góp phần về mặt xây dựng chiến thuật, chiến lược trong phòng thủ đất nước và giữ gìn an ninh quốc gia.

1.4. Những yêu cầu cơ bản của công trình cầu và phương hướng phát triển của ngành cầu

1.4.1. Những yêu cầu cơ bản của công trình cầu

Cũng như các công trình xây dựng nói chung, công trình cầu về mặt thiết kế, xây dựng cũng như khai thác phải đạt được các yêu cầu cơ bản sau:

- Phải sử dụng an toàn trong mọi trường hợp, không gián đoạn và thuận lợi cho giao thông vận tải cũng như phải bảo đảm cho việc bảo dưỡng được đơn giản và đỡ tốn công nhất trong quá trình khai thác, công trình cầu xây dựng xong phải đảm bảo cho nước lũ và các vật nổi (gỗ, cây, v.v...) thông qua an toàn, trong trường hợp cầu vượt, cầu cạn, cầu dẫn phải đảm bảo cho vận tải lưu thông liên tục dưới cầu đó. Đối với cầu vượt sông phải thoả mãn những quy định cụ thể trong nhiệm vụ thiết kế về thông tàu thuyền và bè mảng.

- Bảo đảm bền chắc, kéo dài thời gian sử dụng. Về thời gian sử dụng tối thiểu được quy định trong tiêu chuẩn thiết kế và xây dựng cầu.

- Khi thiết kế cầu cần phải dự kiến được giá thành xây dựng ít nhất, thời gian xây dựng ngắn nhất, tận dụng triệt để các thiết bị máy móc phục vụ thi công, chi phí tiết kiệm về vật liệu và sức lao động.

- Bố trí chung, kích thước, kết cấu, vật liệu và hình dạng cầu phải phù hợp với công dụng của chúng cũng như với các yêu cầu và điều kiện địa phương, có xét tới tương lai phát triển giao thông vận tải, các đường giao thông ngầm dưới đất và trên mặt đất hiện có cũng như dự kiến sẽ có. Bố trí cầu trong vùng có dân cư cần phải chú ý đến những điều kiện thuận lợi và quy hoạch của vùng đó.

1.4.2. Phương hướng phát triển của ngành cầu

Cùng với sự phát triển chung của nền kinh tế và cũng như các ngành kỹ thuật khác, ngành xây dựng cầu cũng phát triển không ngừng để đáp ứng kịp những nhu cầu đòi hỏi ngày càng cao của nền kinh tế quốc dân. Mặt khác sự phát triển mạnh mẽ với tốc độ rất lớn của lĩnh vực khoa học - công nghệ là yếu tố thúc đẩy nhanh cho sự phát triển của các ngành trong nền kinh tế nói chung và ngành xây dựng cầu nói riêng.

Với mục đích phải đảm bảo được đầy đủ các yêu cầu đặt ra của công trình, những nhà khoa học và mọi cán bộ kỹ thuật trong lĩnh vực thiết kế và xây dựng của ngành cầu luôn luôn phải tìm tòi, sáng tạo. Dựa trên cơ sở những kết quả nghiên cứu khoa học và tổng hợp những kinh nghiệm trong thực tiễn thiết kế và xây dựng để tìm biện pháp khắc phục, tiến tới loại bỏ dần những hạn chế tồn tại để thúc đẩy ngành cầu phát triển không ngừng. Những vấn đề đó có thể tóm tắt thành mấy vấn đề chính dưới đây:

- Tìm vật liệu mới cho ngành cầu.
- Tìm những hệ thống kết cấu hợp lý.
- Hoàn chỉnh các phương án tính toán cầu.
- Hoàn chỉnh các phương pháp xây dựng cầu.

a. Về công nghệ vật liệu (Materials)

Cùng với sự phát triển của khoa học - công nghệ, công nghệ vật liệu mới là một trong những ngành mũi nhọn của nền kinh tế tri thức trong thế kỷ XXI, trong đó vật liệu xây dựng cầu cũng không ngừng được nghiên cứu và áp dụng. Từ chỗ dùng vật liệu gỗ, đá đến nay đã đưa vào dùng nhiều những vật liệu khác như kim loại, hợp kim, bê tông cốt thép, chất dẻo tổng hợp v.v...

Cầu bê tông cốt thép hiện nay được xây dựng khá phổ biến, nên phải dùng nhiều vật liệu thiên nhiên như cát, đá... tuy nhiên loại vật liệu này đủ tiêu chuẩn cho các công trình chất lượng cao lại phân bố không đều. Mặt khác vẫn phải có không ít những vật liệu sản xuất từ dây chuyền công nghiệp như thép, xi măng, chất phụ gia... Những vật liệu này giá thành còn cao, có loại chúng ta vẫn phải nhập của nước ngoài, nên khó tự chủ cho việc lựa chọn vật liệu đối với những công trình đòi hỏi yêu cầu chất lượng nghiêm ngặt. Đối với cầu thép để vượt khẩu độ lớn lại đòi hỏi rất nhiều thép cường độ cao, vật liệu sơn bảo quản cũng đòi hỏi một yêu cầu nghiêm ngặt, nhiều chi tiết yêu cầu đặc biệt chúng ta vẫn chưa sản xuất được, các loại

vật liệu này giá thành đều rất cao. Cho nên vật liệu xây dựng cầu rất phong phú, cần phải được nghiên cứu để áp dụng hợp lý trong từng trường hợp cụ thể. Yêu cầu của vật liệu là: Có nhiều, giá thành rẻ, chịu lực tốt, nhẹ, bền lâu, chế tạo và thi công dễ dàng, ít phải duy tu bảo dưỡng trong quá trình khai thác sử dụng.

b. Về hệ thống kết cấu hợp lý (Provisions for structure types)

Trước đây (những năm 80 trở về trước của thế kỷ XX) một số cầu đã được xây dựng ở nước ta thường sử dụng những kết cấu định hình sẵn có của nước ngoài. Trong khi đó trang thiết bị về công nghệ xây dựng cầu và thiết bị kiểm tra chất lượng chưa đáp ứng đúng yêu cầu. Mặt khác một số yếu tố về môi trường có ảnh hưởng lớn đến tính chất chịu lực của kết cấu ở nước ta chưa được đề cập đầy đủ. Vì vậy trong quá trình khai thác sử dụng công trình đã dần dần bộc lộ những hạn chế mà một phần không nhỏ là hệ thống kết cấu chưa hợp lý (điển hình là cầu Rào ở Hải Phòng được xây dựng năm 1979 nhưng đến năm 1985 đã xảy ra sự cố sập cầu, mà một trong những nguyên nhân về lựa chọn hệ thống kết cấu chưa hợp lý). Những hạn chế của một số cầu đã được xây dựng ở nước ta trước đây đã được cơ quan khoa học công nghệ Bộ giao thông vận tải nghiên cứu, xem xét, kiểm định, và đánh giá, tìm rõ nguyên nhân. Những tài liệu khoa học tổng kết những kinh nghiệm về thiết kế và xây dựng cầu trước đây đã giúp nhiều cho các nhà khoa học và cán bộ kỹ thuật những bài học quý báu. Tuy nhiên với tốc độ phát triển của khoa học công nghệ hiện nay trong đó có lĩnh vực của ngành cầu, chúng ta vẫn còn phải tiếp tục nghiên cứu, thực nghiệm và áp dụng những kết cấu mới cho công trình cầu. Về phương hướng trong lĩnh vực này được nghiên cứu và phát triển ở nhiều góc độ, nhằm loại bỏ những hạn chế còn tồn tại từ trước tới nay. Nhưng nói chung về lĩnh vực này theo phương châm là: Kết cấu phải đạt được các chỉ tiêu về kinh tế, kỹ thuật, đáp ứng được yêu cầu thi công cơ giới, có thể sản xuất hàng loạt dễ dàng, chi phí về vật liệu và sức lao động ít, phù hợp với trang thiết bị và công nghệ thi công ngày càng hiện đại. Việt Nam đã đưa vào áp dụng nhiều cầu lớn, kết cấu hiện đại và công nghệ xây dựng tiên tiến như Cầu Mỹ Thuận, Cầu Bãi Cháy, Cầu Thanh trì v.v....

c. Về phương pháp tính toán (Design philosophy)

Chất lượng của công trình cầu cũng phụ thuộc nhiều vào phương pháp tính toán kết cấu. Để đơn giản cho tính toán, trong lĩnh vực này trước đây thường dựa vào một số lý thuyết tính toán chưa đủ độ tin cậy và thiên về an toàn. Vì vậy rất khó đánh giá đúng những yêu cầu về kinh tế, kỹ thuật. Cho nên một số công trình cầu của nước ta đã xây dựng trước đây thường vượt khẩu độ không lớn, kích thước kết cấu thường nặng nề, trong khi đó một số hạn chế vẫn còn bộc lộ khi công trình đưa vào khai thác sử dụng sau một thời gian nhất định. Ngày nay cùng với sự phát triển của khoa học công nghệ nói chung, đặc biệt là có đủ cơ sở các mô hình vật lý, toán học, các phương pháp phân tích và đánh giá kết cấu được sự trợ giúp của công nghệ tin học, đã giúp cho công tác thiết kế có thể áp dụng nhiều phương pháp tính toán mới có cơ sở chặt chẽ hơn và phức tạp hơn, nhưng cũng không mất nhiều thời gian. Từ những vấn đề nghiên cứu sâu về các phương pháp tính toán khoa học chặt chẽ và ngày càng được hợp lý và đi đến tối ưu về phương pháp tính toán. Trong lĩnh vực thiết kế cầu sẽ cho ra nhiều bảng tính cũng như biểu đồ tối ưu hoá kết hợp với công nghệ tin học thì những bài toán phức tạp cũng được giải quyết dễ dàng và cho kết quả đáng tin cậy, thoả mãn các yêu cầu đặt ra của công trình.

d. Về công nghệ xây dựng cầu (Constructibility)

Những năm trước đây (những năm 80 của thế kỷ XX trở về trước), do khoa học công nghệ chưa phát triển mạnh và điều kiện nền kinh tế của nước ta còn khó khăn, nên những trang thiết bị về công nghệ xây dựng cầu còn hạn chế, nhiều công tác trong xây dựng còn làm

thủ công hoặc theo những cơ sở kinh nghiệm xây dựng cầu chưa hiện đại, vì vậy chất lượng xây dựng công trình chưa cao. Trong lĩnh vực này những năm gần đây chúng ta đã sử dụng và tiếp nhận nhiều công nghệ xây dựng cầu hiện đại của các nước phát triển. Nhiều phương pháp xây dựng và trang thiết bị công nghệ xây dựng của các nước, chúng ta đã tiếp cận và học hỏi kinh nghiệm, quy trình trong xây dựng và đưa vào áp dụng ở Việt Nam rất thành công. Mặc dù vậy đối với nước ta cũng phải nghiên cứu và phát triển trong lĩnh vực này mang tính chất đặc thù ngành xây dựng cầu Việt Nam có yếu tố linh hoạt và sáng tạo. Chính vì vậy mà nhiều đơn vị xây dựng cầu đã tập trung đầu tư, đổi mới trang bị xây dựng cầu hiện đại, đáp ứng kịp thời những công trình có áp dụng kết cấu mới, hiện đại, đòi hỏi chất lượng cao theo thông lệ quốc tế rất nghiêm ngặt.

Tóm lại trong lĩnh vực công nghệ xây dựng cầu, chúng ta vẫn phải tiếp tục nghiên cứu, áp dụng và phát triển những công nghệ mới và ngày càng được hoàn thiện hơn, phương pháp thi công phải phù hợp với yêu cầu chủ yếu là: chế tạo nhanh, chất lượng cao, giá thành hạ, có khả năng sử dụng triệt để máy móc hiện có và nhất là phải bảo đảm được giữ gìn môi trường khu vực xây dựng cầu, an toàn lao động và sức khỏe của công nhân xây dựng cầu.

CÂU HỎI ÔN TẬP

1. Nếu tác dụng các bộ phận của công trình cầu, ký hiệu, tên gọi các kích thước cơ bản của công trình cầu.
2. Nêu nội dung của các phương pháp phân loại cầu.
3. Trình bày những yêu cầu cơ bản của công trình cầu và những phương hướng chủ yếu về sự phát triển của ngành cầu ở Việt Nam.

Chương 2

NHỮNG VẤN ĐỀ CƠ BẢN VỀ THIẾT KẾ CẦU

2.1. Các tài liệu cơ bản cần điều tra khảo sát (Investigation)

Khi thiết kế một cầu cụ thể thì công việc trước tiên phải khảo sát thăm dò sơ bộ để lấy những tài liệu cần thiết. Mục đích chính của công tác điều tra sơ bộ là chọn được một vị trí hợp lý bố trí cầu (Bridge site arrangement).

Chọn vị trí cầu là một công tác hết sức quan trọng và khó khăn. Vị trí tốt và hợp lý thì giá thành xây dựng hạ, chi phí vận tải ít, phù hợp với các yêu cầu về chỉ tiêu của luận chứng kinh tế - kỹ thuật. Khi chọn vị trí cầu phải qua phân tích các phương án có xét về các mặt kinh tế, kỹ thuật, xã hội và môi trường có liên quan cũng như xét đến giá duy tu và kiểm tra kết cấu của nó với tầm quan trọng tương đối của các yếu tố liên quan trên; nhằm xác định một giải pháp kinh tế, kỹ thuật hợp lý nhất của đoạn đường tương ứng có xét tới sự phát triển trong tương lai của tuyến đường ấy. Khi có lý do đặc biệt mới được phép làm cầu vượt qua khu vực có phù sa bồi tụ. Thông thường chọn vị trí cầu được làm song song với chọn tuyến đường. Vị trí cầu có thể do tuyến quyết định (với cầu nhỏ), hoặc nó quyết định tuyến đường (với cầu lớn và cầu trung). Vì vậy chọn vị trí cầu cần phải nhìn tổng quát cả tuyến đường.

Sau khi đã chọn được vị trí cầu thoả mãn các yêu cầu về an toàn giao thông, thì cần phải tiến hành hàng loạt các công tác điều tra khảo sát sau đây.

2.1.1. Công tác đo đạc khu vực cầu (Current Topography of the Bridge)

Tiến hành lập hệ thống lưới khống chế và xác định các mốc cao đạc và các mốc trực dọc cầu. Đo đạc tỷ mỉ khu vực cầu, lên bình đồ cao độ chi tiết kể cả khu vực dự kiến bố trí công trường và đường dẫn vào cầu. Hồ sơ tài liệu đo đạc cần có:

- Bình đồ khu vực cầu phải thể hiện theo quy định sau:
 - + Chiều dài cầu dưới 10m lập bình đồ tỷ lệ 1/100.
 - + Chiều dài cầu dưới 25m lập bình đồ tỷ lệ 1/200.
 - + Chiều dài cầu trên 25m lập bình đồ tỷ lệ 1/500.

Cao độ ghi trong bình đồ cầu cần lấy cùng với mốc cao độ của tuyến đường.

Hồ sơ kèm theo bản vẽ bình đồ cầu còn phải kèm theo các văn bản sau đây trước khi giao cho cơ quan thiết kế.

- + Mặt bằng nơi xây dựng cầu có vẽ trục tim cầu.
- + Sơ đồ bố trí và thuyết minh các yếu tố của đường sườn đo đạc.
- + Các bản sao toạ độ về các cọc đường sườn đo đạc.

+ Các yếu tố của đường sườn đo đạc (điểm định vị tim cầu và thuyết minh đường vào cầu, mốc cao đạc hoặc mốc toạ độ).

- Hình cắt dọc tuyến theo tim cầu và đường hai đầu cầu lấy về mỗi phía từ 150 đến 200m đủ để thiết kế đường dẫn vào cầu. Phạm vi này cũng nằm trong phạm vi khi đo vẽ bình đồ khu vực cầu. Hình cắt dọc phải thể hiện theo quy định sau:

+ Với cầu nhỏ tỷ lệ 1/200.

+ Với cầu trung và cầu lớn tỷ lệ 1/500.

- Hình cắt ngang tuyến đường hai đầu cầu lấy cách nhau 5m và phạm vi đo mặt cắt ngang chi tiết từ tim tuyến ra mỗi bên ít nhất 20m, các hình cắt ngang vẽ theo tỷ lệ 1/100.

2.1.2. Điều tra thủy văn và thủy lực (Hydrology and Hydraulics)

Công tác điều tra thủy văn cung cấp số liệu cho cơ quan thiết kế là một trong những tài liệu có tính quan trọng trong hồ sơ khảo sát để thiết kế cầu. Các văn bản điều tra thu thập tình hình thủy văn của dòng chảy qua cầu cần có ý kiến xác nhận của cơ quan địa phương có chuyên môn theo dõi (khí tượng thủy văn, giao thông hoặc thủy lợi).

Các số liệu điều tra đo đạc thủy văn bao gồm:

- Mức nước lũ lịch sử lớn nhất (tháng, năm xuất hiện).

- Mức nước lũ lớn hàng năm thường xảy ra.

- Mức nước trung bình thường xuyên trong năm.

- Mức nước thấp nhất lịch sử (tháng, năm xuất hiện).

- Mức nước thấp nhất hàng năm.

- Thời gian ngập lũ của từng trận lũ.

- Lưu tốc nước trong mùa mưa lũ, lưu tốc nước trung bình hàng năm.

- Tình hình cây trôi trong mùa lũ.

- Tình hình xói lở của lòng sông và tại các móng trụ cầu hoặc thay đổi dòng chảy từ khi xây dựng cầu cũ (nếu có).

- Độ dốc dòng chảy (đo mặt cắt dọc lòng sông xuôi về mỗi phía thượng lưu và hạ lưu 50 mét).

- Điều tra tìm hiểu, phân tích các yếu tố thủy lực dòng sông và quy hoạch thủy lợi địa phương có liên quan ảnh hưởng đến chế độ thủy văn của dòng chảy qua cầu trong tương lai.

2.1.3. Điều tra địa chất công trình (Determination of Soil Properties)

Đây là công tác điều tra thăm dò đòi hỏi rất công phu và tốn kém, vì tài liệu thăm dò địa chất là một trong những tài liệu quan trọng nhất cần thiết cho công tác thiết kế về lựa chọn móng kết cấu phần trên và dưới. Công tác này đã có quy trình quy định riêng cho quy mô từng công trình và từng vùng.

Nội dung của công tác này bao gồm: Xác định vị trí các lỗ khoan và khoan thăm dò để biết cấu tạo địa chất chỗ xây dựng, lấy mẫu đất đá về thí nghiệm (nếu không thực hiện được ở hiện trường), thông thường đối với công tác này đòi hỏi phải có số liệu khá tin cậy, nên tốt nhất nếu có điều kiện trang thiết bị thì phải thí nghiệm ngay ở hiện trường (về cách thức tiến hành thí nghiệm, số lần phải thí nghiệm xác định các chỉ tiêu của đất nền có quy định riêng).

Kết quả khoan thăm dò hoặc thí nghiệm hiện trường phải xác định cấu tạo và tính chất của nền đất khu vực xây dựng cầu gồm có:

- Mặt cắt cấu tạo địa chất dọc tim cầu.

- Bảng kết quả phân tích các chỉ tiêu cơ lý của từng lớp đất.

- Xác định cao độ mực nước ngầm, nước xâm thực.

- Xác định tình hình đất trượt, đất sụt, các tầng phong hoá.

- Phân tích tính chất hoá học của nước.

- Với các cầu cũ đang sử dụng, cần thiết kế nâng cấp mà không có điều kiện khoan thăm dò dọc theo tim cầu thì chuyển lên thượng hoặc hạ lưu cầu với khoảng cách gần nhất có thể thực hiện được.

- Ở vùng núi có địa hình phức tạp, trường hợp cần thiết phải thăm dò thêm ở cả hai bên tim cầu để xác định rõ độ dốc ngang nền đá gốc.

Trong trường hợp không thể khoan lấy mẫu để thí nghiệm cũng như không thể thí nghiệm đất tại hiện trường. Bằng cách quan sát vết lộ của nền đất khi đào hố thăm dò hoặc dấu hiệu khi khoan để để xác định tên đất, trạng thái và tính chất, độ ẩm của đất tại hiện trường, những dấu hiệu này để xác định chỉ tiêu của đất có thể tham khảo ở các bảng 2.1, bảng 2.2 và bảng 2.3.

Các kết quả điều tra được đối với đất nền phải ghi rõ ràng, đầy đủ, chính xác, nếu không công tác thiết kế sẽ gặp nhiều khó khăn, trong thi công sẽ vấp vấp vì thiết kế không phù hợp với thực tế, có khi phải thay đổi toàn bộ bản vẽ thiết kế.

Bảng 2.1

Những dấu hiệu để xác định tên đất ở hiện trường

Loại đất	Đặc điểm của đất khi khô	Đặc điểm của đất khi ẩm
Đất sét	<ul style="list-style-type: none"> - Khi đập thì đất vỡ thành mảnh có cạnh. - Rất khó miết trong tay thành bột. - Trạng thái cứng rắn. 	<ul style="list-style-type: none"> - Khi cắt bằng dao hoặc miết thì bề mặt láng trơn, không có vết xước. - Rất dẻo dễ vẽ thành sợi dài đường kính nhỏ dưới 1mm. Dễ lăn thành hình cầu nhỏ. - Dính kết.
Đất sét pha	<ul style="list-style-type: none"> - Khi đập hoặc bóp bằng tay thì đất bị vỡ vụn thành mẫu không có cạnh. - Nhìn thấy có những hạt cát. 	<ul style="list-style-type: none"> - Khi cắt bằng dao thì bề mặt nhẵn mịn, nhưng cảm thấy có các hạt cát nhỏ, có vết xước. - Vẽ được các sợi đường kính nhỏ, nhưng dễ nứt thành đoạn.
Đất cát pha	<ul style="list-style-type: none"> - Khi bóp hoặc miết dễ vỡ thành bột. - Thành phần hạt không đồng nhất, các hạt cát lớn hơn 0,25mm chiếm ưu thế 	<ul style="list-style-type: none"> - Khi cắt bằng dao thì bề mặt xù xì. - Khó vẽ thành sợi nhỏ 2 - 3mm. Sợi đất có vết nứt trên mặt và dễ vỡ. - Hơi dẻo.
Cát bột	<ul style="list-style-type: none"> - Rời rạc. Nếu có dính kết thành cục thì chỉ bóp nhẹ là vỡ. - Lắc trong lòng bàn tay thì để lại nhiều hạt bụi. 	<ul style="list-style-type: none"> - Không dẻo. - Khi quá ẩm thì dễ chảy lỏng. - Không lăn thành sợi 2 - 3mm.

Các loại cát sỏi cuội	<ul style="list-style-type: none"> - Rời rạc. - Có thể phân chia thành các nhóm hạt bằng mắt thường và bằng mẫu cỡ hạt hoặc bằng rây. 	<ul style="list-style-type: none"> - Không dẻo. - Đối với cát nhỏ ẩm có thể có độ ẩm biểu kiến nhỏ. - Không lăn được thành sợi.
-----------------------	---	--

Những dấu hiệu để xác định tên đất ghi trong bảng 2.1 còn để làm cơ sở giúp cho ta lựa chọn phương pháp khoan cho phù hợp.

Bảng 2.2

Xác định trạng thái của đất sét và đất sét pha tại hiện trường

Trạng thái	Các dấu hiệu		Độ lún chùy 300gr (mm)	Sức chống cắt quy ước R_x (kG/cm ²)
	Khi đập hoặc bóp mạnh cục đất	Khi lăn và vê sợi (với độ ẩm tự nhiên)		
Cứng	Vỡ ra từng cục hoặc vụn rời	Không lăn được, nếu vê được thành sợi thì sợi bị nứt trên bề mặt hoặc đứt đoạn ngay khi chúng chưa đạt đường kính 3mm	0 - 4	> 1,9
Nửa cứng	Đập bẹp ra. Có thể nén hoặc bóp cho dính vào nhau	Có thể vê thành sợi 0 - 3mm mà không bị nứt. Khó nặn thành hình như ý muốn	4 - 6	0,38 - 1,9
Dẻo mềm	Bóp trong tay đất thành hình, nắm trên tay có vân tay	Nặn và vê thành sợi nhỏ dễ dàng	9 - 13,5	0,17 - 0,38
Dẻo chảy	Bóp trong tay đất dễ thành hình, nắm dính bản lòng bàn tay	Nặn và vê bị dính bản	13,5 - 20	0,076 - 0,17
Chảy	Bóp trong tay đất bị phi ra ở kẽ ngón tay bị nhót bản, mặt đất có vân bùn	Khó nặn thành hình vì khó giữ nguyên dạng. Dính nhót. Đất để lên mặt phẳng nghiêng đất chảy thành lớp	> 20	< 0,076

Bảng 2.3

Xác định độ ẩm của đất rời

Độ ẩm	Dấu hiệu
Khô	Không cảm thấy có nước. Nắm trong tay rồi mở ra thì đất rời rạc ngay.
Hơi ẩm	Nắm trong tay có cảm giác lạnh. Nắm lại rồi mở ra, lắc trong lòng bàn tay thì đất vỡ ra thành từng cục nhỏ đặt tờ giấy thấm dưới cục đất thì chỉ sau một lúc giấy mới bị ẩm.

Ấm ướt	Nắm trong tay thấy ẩm ướt, sau khi mở tay ra đất còn giữ được hình dạng một lúc mới vỡ. Đặt tờ giấy thấm dưới đất thì giấy bị ẩm ướt rất nhanh và có các vết cấu bẩn.
Bão hoà nước	Thấy nước rõ ràng, lắc trong lòng bàn tay thì đất rữa ra hoặc vón lại thành cục, nước chảy ra từ đất.
Quá bão hoà	Đề yên tự do đất rời ra và chảy lỏng nước rất nhiều và chảy ra từ các khe rỗng.

Ghi chú bảng 2.2:

- Khi xác định trạng thái của đất dính cần phối hợp nhiều dấu hiệu đã nêu trong bảng mới bảo đảm.

- Khi sử dụng xuyên để xác định trạng thái phải tiến hành thử xuyên vào đất nền, mũi xuyên có góc mở 30^0 (gọi là xuyên tiêu chuẩn SPT). Kết quả, xác định được sức chống cắt quy ước R_x theo công thức $R_x = P/h$; trong đó P là lực nén ấn lên xuyên và h là độ ngập mũi xuyên.

- Đối với đất cát pha thì dựa vào các dấu hiệu trên chia làm ba trạng thái: Cứng, dẻo và chảy.

2.1.4. Điều tra khí tượng (Climate)

Công tác này thường kết hợp với công tác quan trắc thủy văn, phải xác định rõ đặc điểm khí hậu, thời tiết ở khu vực xây dựng cầu như: mùa mưa, thời gian và lưu lượng mưa lũ, nhiệt độ cao nhất, nhiệt độ thấp nhất, thời gian có mưa bão, tốc độ và hướng gió chủ yếu v.v... Các tài liệu này giúp cho cả công tác thiết kế và thi công.

2.1.5. Điều tra các điều kiện tại chỗ gần nơi xây dựng (Site Data Survey)

Bao gồm điều tra xác định nguồn cung cấp vật liệu (cát, đá, gỗ...) phải xác định được trữ lượng, giá thành khai thác vật liệu, đường vận chuyển đến công trường, cự ly vận chuyển và giá thành vận chuyển v.v... Nắm được tình hình sinh hoạt và sản xuất của nhân dân địa phương, các vấn đề về văn hoá, an ninh xã hội để biết được số lượng và thời gian có thể huy động được nhân lực trong thi công lúc cần thiết.

Ngoài ra còn phải điều tra tình hình tàu bè đi lại trên sông hiện tại và tương lai, tình hình thủy lợi và các dự án xây dựng công trình trong khu vực có liên quan hoặc ảnh hưởng tới công trình cầu.

Tất cả những kết quả điều tra được sẽ giúp cho cơ quan thiết kế và thi công xác định tốt các phương án thiết kế hợp lý và tổ chức xây dựng sau này.

2.2. Xác định các kích thước cơ bản của cầu (Global Dimensions)

Như ta đã biết khẩu độ, chiều dài nhịp, chiều cao cầu, chiều rộng cầu là những kích thước cơ bản của cầu. Căn cứ vào các tài liệu điều tra khảo sát được và tiêu chuẩn thiết kế (**Specification for Bridge Design**) để tính toán xác định các kích thước cơ bản đó.

2.2.1. Khẩu độ cầu (Bridge waterway)

Xác định được do tính toán thủy văn, dựa vào điều kiện an toàn khi dòng nước lũ chảy qua cầu. Khẩu độ cầu càng thu hẹp thì chiều dài cầu càng ngắn, giá thành kết cấu nhịp giảm đi, nhưng lòng sông bị xói lở lớn, bờ sông phải có biện pháp gia cố hoặc phải có thêm công trình kè điều chỉnh để hướng dòng nước qua cầu. Với độ sâu xói lở cho phép, người ta xác định được khẩu độ kinh tế của cầu.

Chiều dài nhịp được xác định chủ yếu theo yêu cầu về bề rộng thông thương đường thủy và theo điều kiện kinh tế, kỹ thuật, bảo đảm dòng nước lớn chảy qua cầu vẫn an toàn và các điều kiện về khả năng thi công. Nếu là cầu vượt đường thì chiều dài nhịp cầu phải bảo đảm bề rộng lưu thông các loại xe dưới gầm cầu.

2.2.2. *Khổ giới hạn (Clearance)*

Đối với khổ cầu trên đường ô tô xác định theo tiêu chuẩn thiết kế đường ô tô do Bộ giao thông vận tải ban hành.

Đối với khổ cầu thành phố cần căn cứ vào tiêu chuẩn thiết kế đường thành phố và các yêu cầu cụ thể của nhiệm vụ thiết kế.

Đối với khổ giới hạn tiếp cận kiến trúc là một đường bao quanh giới hạn nằm trong mặt cắt ngang, thẳng góc với trục đường xe chạy, mà không có cấu kiện nào của kết cấu cầu hoặc một thiết bị nào bố trí trên cầu được nhô ra trong đường bao quanh đó.

Khổ cầu ký hiệu là K, chiều rộng dải phân cách ký hiệu là: C

Trong hình 2.1 và 2.2 nêu các sơ đồ khổ giới hạn cầu có và không có dải phân cách. Những kích thước chủ yếu ghi trong bảng 2.4.

Bảng 2.4

Kích thước chủ yếu của khổ giới hạn cầu đường ô tô và đường thành phố

Khổ giới hạn cầu	<i>Khoảng cách tính giữa</i>			<i>Chiều cao tiêu chuẩn của phần lề người đi (s) tính bằng mm</i>
	Các gờ vĩa (K) tính bằng mm	Các cấu kiện kết cấu trên độ cao		
		3000mm kể từ đỉnh phần đường xe chạy (B) tính bằng mm	4000mm kể từ đỉnh phần đường xe chạy (A) tính bằng mm	
K - 9 + C + 9	2 × 9000	8500	8000	250
K - 8 + C + 8	2 × 8000	7500	7000	250
K - 21	21000	21500	20000	250
K - 14	14000	14500	13000	250
K - 10,5	10500	11000	9500	250
K - 9	9000	9500	8000	250
K - 8	8000	8500	7000	250
K - 7	7000	7500	6000	250
K - 6	6000	6500	5000	250
K - 4	4000	5000	3500	250

Chú thích bảng 2.4:

- Nếu cường độ giao thông quá lớn, đối với cầu thành phố, nếu có cơ sở hợp lý, cho phép tăng khổ cầu với bề rộng là bội số của 7000mm.

- Đối với cầu có dải phân cách đòi hỏi chi phí quá lớn thì cho phép giảm trị số dải phân cách tới kích thước hợp lý nhất, nhưng tối thiểu là 1200mm.

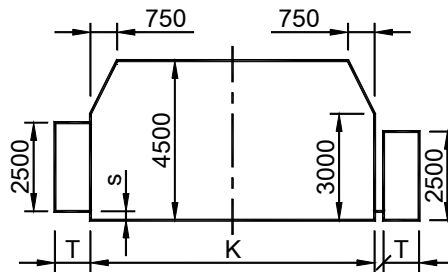
- Đối với cầu khổ K - 6 và K - 4 chỉ được dùng trong trường hợp có căn cứ tính toán kinh tế, kỹ thuật xác đáng.

- Khổ cầu ô tô và cầu thành phố xác định theo cấp hạng đường hoặc phố có xét tới tương lai, dạng giao thông, cường độ giao thông, chiều dài cầu...

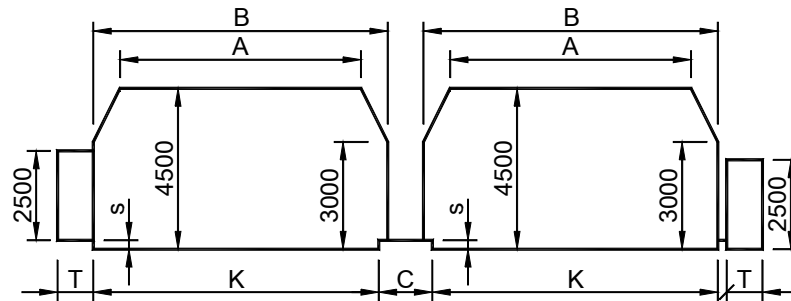
- Trường hợp cầu nhỏ chỉ là một đoạn thẳng tiếp tục của đường phố thì chiều rộng phần đường xe chạy trên cầu cho phép lấy bằng phần đường xe chạy của đường phố.

- Chiều rộng lề người đi T quy định là bội số của 750mm, tùy thuộc vào cường độ bộ hành. Khả năng thông qua của một dải lề người đi lấy là 1000 người trong một giờ. Nếu hoàn toàn không có người đi bộ thì cho phép thay lề người đi bằng một dải bảo vệ rộng 250mm hoặc 500mm.

Đối với cầu thành phố có khổ cầu K - 10,5 trở xuống, chiều rộng lề người đi lấy là 1500mm; nếu khổ cầu lớn hơn, lấy là 2250mm.



Hình 2.1 Sơ đồ khổ giới hạn cầu không có dải phân cách
 Bên trái: Lề người đi bố trí kề với mặt xe chạy
 Bên phải: Lề người đi bố trí tách riêng với mặt xe chạy



Hình 2.2 Sơ đồ khổ giới hạn cầu có dải phân cách
 Bên trái: Lề người đi bố trí kề với mặt xe chạy
 Bên phải: Lề người đi bố trí tách riêng với mặt xe chạy

Khổ giới hạn tĩnh không dưới cầu: đối với những nhịp cầu có thuyền bè qua lại cần theo những quy định của nhiệm vụ thiết kế và quy định riêng tùy thuộc vào cấp đường thủy nội địa, phù hợp với quy định thiết kế khổ giới hạn dưới cầu trên sông thông thuyền và những yêu cầu chủ yếu về vị trí cầu.

Chiều cao từ mặt nước thiết kế tới đáy kết cấu nhịp ở các nhịp cầu không có thông thuyền phải căn cứ vào điều kiện địa phương để quyết định, nhưng trong mọi trường hợp đều không được nhỏ hơn trị số ghi trong bảng 2.5.

Đối với các sông không có thông thuyền, vị trí các cầu kiện cầu trên mực nước được quy định trong bảng 2.5.

Bảng 2.5

**Vị trí của cầu kiện cầu trên mực nước tính toán
 đối với cầu ô tô và cầu thành phố**

Số TT	Tên cấu kiện cầu	Tính không nhỏ nhất (m) trên mực nước (có xét đến dềnh và sóng)
1	Đáy kết cấu nhịp	
	a) Khi chiều cao nước dềnh không quá 1m.	0,50
	b) Khi chiều cao nước dềnh lớn hơn 1m.	1,00
	c) Khi có cây lớn trôi.	1,00
	d) Khi có nhiều đá lặn.	0,25
2	Bản đệm gối cầu	0,25

Ghi chú bảng 2.5

- Cho phép chân của cầu vòm đặc không khớp và của vành vòm ngấp dưới mực nước tính toán nhưng không được quá nửa đường tên vòm; khi đó khoảng cách từ đỉnh vòm đến mực nước dềnh tính toán phải để ít nhất là 1m.

- Tính không nhỏ nhất trên mực nước dưới các nhịp cầu tại vùng nước ứ và hồ chứa nước phải cao hơn mực nước tính toán ít nhất là 3/4 chiều cao sóng tự do tính toán đối với mực nước đó.

2.3. Các tải trọng thiết kế (Loads for Bridge Design)

Công trình cầu phải chịu dưới tác dụng của nhiều tải trọng khác nhau. Khi tính toán thiết kế từng bộ phận phải căn cứ vào tính chất chịu lực của chúng mà xét tới chứ ta không thể kể tới tất cả các tải trọng tác dụng. Các tải trọng này được quy định theo quy trình thiết kế và phân loại như sau:

- Tải trọng thẳng đứng gồm: Tải trọng cố định (gọi tắt là tĩnh tải, tải trọng tác dụng thường xuyên) và hoạt tải (tải trọng di động).

- Tải trọng nằm ngang bao gồm: Lực gió, lực ly tâm, lực hãm, áp lực đất...

- Ngoài tải trọng thẳng đứng và nằm ngang kể trên ra còn có các tác dụng khác ảnh hưởng đến tính chất chịu lực của công trình như tác dụng xung kích và lắc ngang của hoạt tải chạy trên cầu gây ra, ảnh hưởng của nhiệt độ thay đổi, co ngót và từ biến của bê tông, ảnh hưởng của động đất v.v...

2.3.1. Tổ hợp tải trọng (Combinations)

Khi tính toán kết cấu và nền móng cầu công phải xét đến những tải trọng và tác động có khả năng phát sinh với công trình đó được nêu trong bảng 2.6.

Tổ hợp các tải trọng và tác dụng được xét trong tính toán và được phân biệt dựa theo xác suất xuất hiện của tải trọng và tác dụng vào công trình, chia làm ba loại tổ hợp sau.

a. Tổ hợp tải trọng chính (tổ hợp tải trọng thứ nhất)

Bao gồm một hay một số trong những tải trọng sau: tĩnh tải, hoạt tải, áp lực đất (do tác dụng của hoạt tải thẳng đứng) và lực ly tâm. Khi tính về cường độ phải tính riêng trường hợp chỉ có tĩnh tải tác dụng, trừ áp lực đất.

b. Tổ hợp tải trọng phụ (tổ hợp tải trọng thứ hai)

Là tổ hợp của một hay một số tải trọng thuộc tổ hợp chính cùng phát sinh với một hay một số tải trọng thuộc những tải trọng còn lại, trừ tải trọng do động đất và tải trọng do thi công.

c. Tổ hợp tải trọng đặc biệt (tổ hợp tải trọng thứ ba)

Gồm tải trọng động đất hay tải trọng do thi công cùng phát sinh với những tải trọng khác.

Trong tính toán thiết kế ta phải chọn tổ hợp các tải trọng ở trạng thái bất lợi nhất, nhưng phải hợp lý. Nghĩa là phải có khả năng xảy ra trong thực tế lúc xây dựng cũng như khi sử dụng công trình. Vì một số tải trọng không đồng thời xảy ra cùng một lúc. Mặt khác khi thiết kế các bộ phận công trình không nhất thiết phải xét tới tất cả các tải trọng mà tùy từng bộ phận chỉ chịu một số tải trọng nhất định.

Bảng 2.6

Tải trọng và tác dụng khi tính toán thiết kế

Số TT	Tên tải trọng và tác dụng	Không tính cùng với tải trọng số
A - Tĩnh tải và tác dụng tĩnh		
1	Trọng lượng bản thân kết cấu.	-
2	Tác dụng của dự ứng lực.	-
3	áp lực do trọng lượng đất.	-
4	áp lực tĩnh của nước.	-
5	Tác dụng do co ngót của bê tông.	-
6	Tác dụng lún của đất.	-
B - Hoạt tải và tác dụng của hoạt tải		
7	Tải trọng thẳng đứng.	
8	áp lực đất do hoạt tải thẳng đứng.	
9	Tải trọng nằm ngang theo chiều ngang cầu do lực ly tâm.	10, 16
10	Tải trọng nằm ngang theo chiều ngang cầu do xe lắc.	9, 11, 12, 16
11	Tải trọng nằm ngang theo chiều dọc cầu do hãm hay lực kéo của xe.	10, 13, 15, 16
C - Tải trọng tác dụng khác		
12	Tải trọng gió.	10, 13, 16
13	Tải trọng do va xô của tàu bè.	11, 12, 14
14	Tác dụng do thay đổi nhiệt độ.	13, 16
15	Tác dụng do ma sát của gối cầu.	11, 13
16	Tác dụng do động đất.	9, 14
17	Tải trọng do thi công.	

Chú thích:

- Khi tính toán các cấu kiện liên kết trong tổ hợp chính dùng tải trọng ứng với công dụng trực tiếp của những cấu kiện ấy thay cho hoạt tải thẳng đứng (nếu những cấu kiện liên kết không chịu tải trọng thẳng đứng).

- Đối với những kết cấu bê tông và bê tông cốt thép mà khi tính không xét tới từ biến và biến đổi cường độ theo thời gian, thì tác dụng co ngót của bê tông và lún của đất chỉ đưa vào tổ hợp phụ. Đối với những kết cấu thép liên hợp với bản bê tông cốt thép thì tác dụng co ngót của bê tông cũng chỉ đưa vào tổ hợp tải trọng phụ.

- Tổ hợp tải trọng phụ và tổ hợp tải trọng đặc biệt trong cầu đường ô tô và cầu thành phố không bao gồm xe xích và xe bánh đặc biệt.

2.3.2. Tĩnh tải và tác động tĩnh (Permanent Loads)

a. *Tải trọng thẳng đứng tiêu chuẩn do trọng lượng bản thân kết cấu (Weight)*

- Trọng lượng các cấu kiện xác định theo danh mục kê trong thiết kế.

- Trọng lượng thiết bị đặt trên cầu (cột điện, đường ống, thiết bị chiếu sáng, chống sét, đường dây dẫn điện...) tính theo danh mục kê trong thiết kế và có xét tới sự phát triển của tương lai.

Sự phân bố tải trọng do trọng lượng bản thân kết cấu nhịp kiểu dầm được tính là tải trọng rải đều theo chiều dài nhịp, nếu như tải trọng không đều trên thực tế lớn hơn trị số trung bình không quá 10%.

b. Áp lực đất tiêu chuẩn (Earth pressure)

Áp lực đất tiêu chuẩn trên móng trụ và trên đốt công lấy như sau:

- Áp lực thẳng đứng: $P = \gamma_H H$ (T/m²)
- Áp lực nằm ngang: $E_P = \mu \gamma_H H$ (T/m²)

Trong đó:

H - Chiều cao của tầng đất.

$$\mu = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_H}{2} \right) - \text{Hệ số áp lực ngang của đất đắp.}$$

φ_H và γ_H - Góc ma sát trong tiêu chuẩn và dung trọng tiêu chuẩn của đất.

c. Áp lực nước tĩnh tiêu chuẩn (Static pressure)

Đối với những phần công trình và đất nằm dưới mực nước mặt hay nước ngầm tính như sau:

- Trong đất cát, cát pha sét, sét pha cát và bùn thì mọi trường hợp đều phải xét đến.
- Trong đất sét, khi áp lực này gây ra những điều kiện tính toán bất lợi thì phải xét đến.

Mực nước bất lợi nhất là mực nước cao nhất hay thấp nhất.

Xét tác động của áp lực nước bằng cách:

- + Giảm áp lực tiêu chuẩn lên nền gây ra do trọng lượng bản thân các bộ phận công trình và trọng lượng đất nằm trên gờ móng (hay trên các cấu kiện khác của công trình).
- + Dung trọng của đất có xét đến áp lực nước tĩnh tính theo công thức:

$$\gamma_{BH} = \left(\frac{1}{1 + \varepsilon} \right) (\gamma_0 - \Delta)$$

Trong đó:

ε - Hệ số rỗng của đất.

γ_0 - Tỷ trọng (mật độ) của đất, lấy bình quân $\gamma_0 = 2,6 - 2,8 \text{T/m}^3$.

Δ - Dung trọng của nước lấy bằng 1T/m^3 .

Chú thích:

Khi chiều sâu đặt móng không quá 5m và khi móng đặt trên nền đá thì cho phép chỉ tính áp lực nước tĩnh lúc kiểm toán về ổn định vị trí móng cầu. Khi tính toán cường độ đất nền dưới đáy móng thì không tính áp lực nước.

2.3.3. Hoạt tải và tác động của chúng (Live Loads)

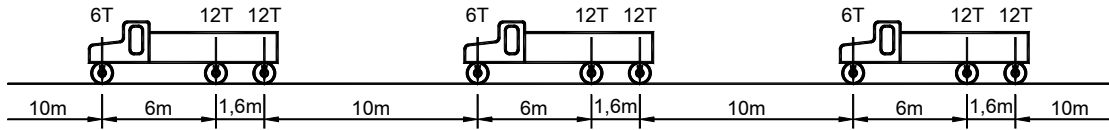
a. Hoạt tải tiêu chuẩn xe thiết kế (Application of design vehicular live load)

Trên cầu có nhiều loại tải trọng như ô tô, xe bánh đặc biệt, xe bánh xích, tải trọng người... Tùy theo yêu cầu của công trình được thiết kế với cấp tải trọng khác nhau.

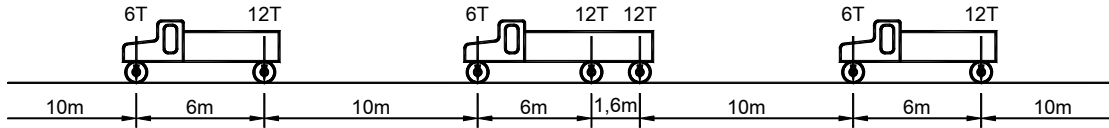
- Tải trọng ô tô: Do trên cầu có rất nhiều loại, tải trọng và khoảng cách giữa chúng khi đi trên cầu cũng luôn thay đổi, cho nên khi thiết kế phải quy định sơ đồ dựa trên cơ sở thực tế làm tiêu chuẩn tính toán. Tải trọng đoàn ô tô tiêu chuẩn được chia làm 5 cấp là: H - 30, H - 18, H - 13, H - 10, H - 8.

THEO HƯỚNG DỌC CẦU

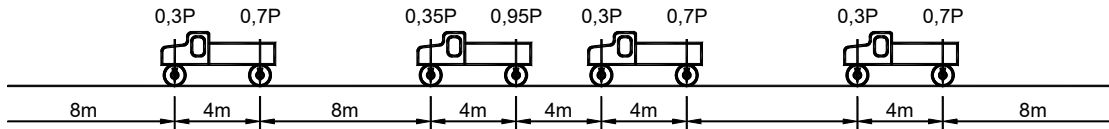
Tải trọng H - 30



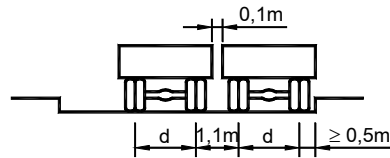
Tải trọng H - 18



Tải trọng H - 13 ; H - 10 và H - 8



THEO HƯỚNG NGANG CẦU



$d = 1,9\text{m}$ Với tải trọng H - 30 và H - 18

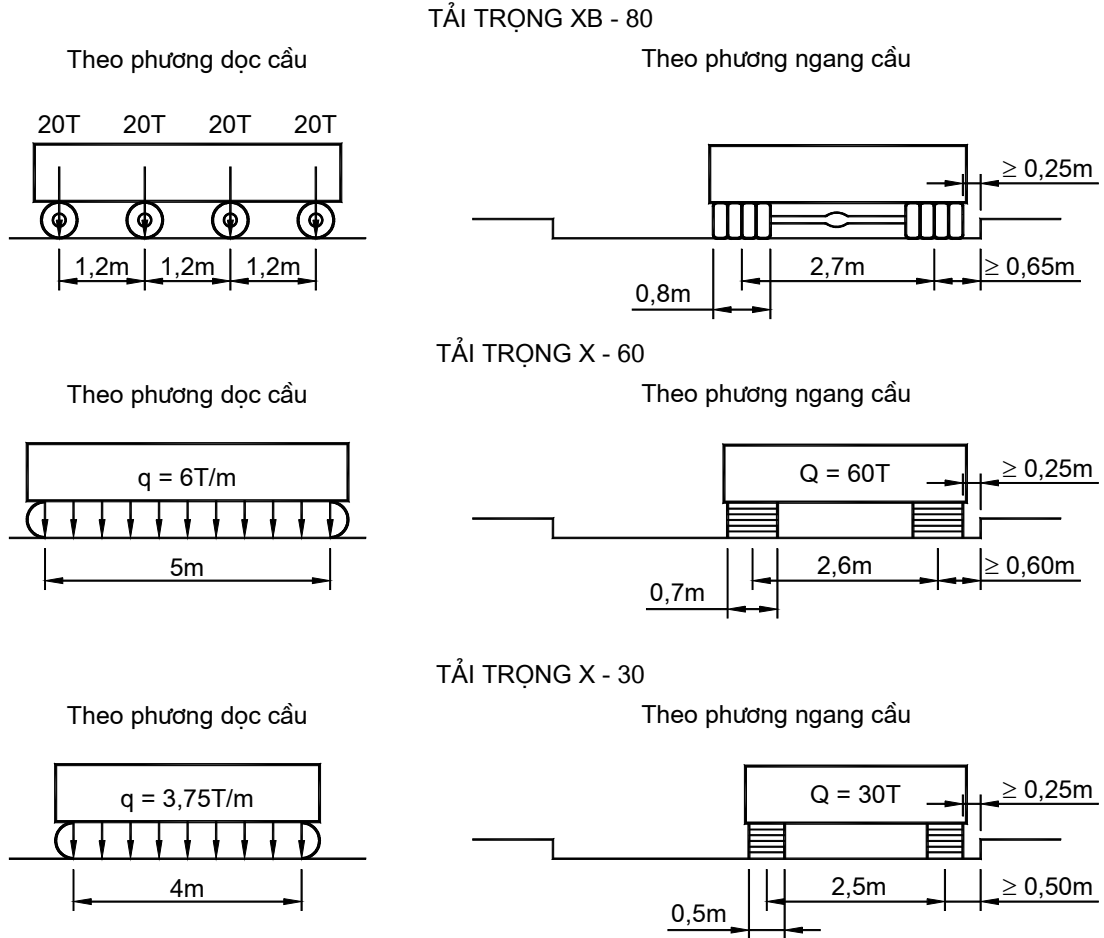
$d = 1,7\text{m}$ Với tải trọng H - 13 ; H - 10 và H - 8

Hình 2.3 Sơ đồ sắp xếp tải trọng đoàn ô tô tiêu chuẩn

Hình 2.3 là sơ đồ sắp xếp đoàn ô tô tiêu chuẩn khi thiết kế theo hướng dọc cầu và ngang cầu. Chỉ tiêu kỹ thuật chủ yếu của đoàn ô tô tiêu chuẩn cho trong bảng 2.7.

- Tải trọng xe bánh đặc biệt và xe xích.

Tải trọng xe bánh đặc biệt và xe xích được chia làm 3 cấp là: XB - 80 (HK - 80), X-60 và X - 30. Trong đó XB - 80 là xe bánh đặc biệt. Sơ đồ sắp xếp tải trọng xe bánh đặc biệt và xe xích trên hình 2.4. Các chỉ tiêu kỹ thuật chủ yếu của xe bánh đặc biệt và xe xích cho trong bảng 2.8. Những tải trọng xe bánh đặc biệt và xe xích không tính trong tổ hợp tải trọng phụ và tổ hợp tải trọng đặc biệt.



Hình 2.4 Sơ đồ sắp xếp tải trọng xe bánh đặc biệt và xe xích

b. Tải trọng đoàn người trên lề người đi (Pedestrian loads)

Tải trọng này được xem như hoạt tải phân bố đều, có thể cắt đứt tùy ý để được vị trí tính toán bất lợi nhất. Theo quy trình được thiết kế với cường độ 300 và 400kG/m². Trường hợp với ván sàn đường người đi phải kiểm tra với lực tập trung 180kG. Lực đẩy ngang vào lan can tay vịn tính với lực tập trung 130kG. Tải trọng tiêu chuẩn trên đường người đi không tính đồng thời với tải trọng của xe bánh đặc biệt và xe xích.

Bảng 2.8

Bảng chỉ tiêu kỹ thuật chủ yếu của xe bánh đặc biệt và xe xích

Số TT	Tên chỉ tiêu kỹ thuật cơ bản	Đơn vị	Tải trọng		
			XB - 80	X - 60	X - 30
1	Trọng lượng một xe	Tấn	80	60	30
2	Áp lực của một trục xe bánh	Tấn	20	-	-
3	Áp lực rải đều trên 1m dưới xích xe	T/m	-	6,00	3,75
4	Chiều dài chạm đất của xích xe	mét	-	5,00	4,00
5	Bề rộng của bánh hay xích xe	mét	0,80	0,70	0,50
6	Chiều dài tiếp xúc với mặt đường theo chiều xe chạy	mét	0,20	-	-
7	Khoảng cách trục xe theo chiều xe chạy	mét	1,20	-	-
8	Khoảng cách tim bánh xe (hay dải xích) theo chiều xe chạy	mét	2,70	2,60	2,50

Theo quy trình thiết kế cầu công theo trạng thái giới hạn 22TCN 18-79. Đối với cầu trên đường ô tô, cầu thành phố hoạt tải được thiết kế với một cấp tải trọng ô tô và người đi bộ sau đó được kiểm toán với một xe xích hoặc một xe bánh đặc biệt. Quy định cấp tải trọng thiết kế như sau:

- Dùng tải trọng H - 30 và XB - 80 cho các tuyến đường liên lạc quốc tế, đường trục chính yếu có ý nghĩa quan trọng về kinh tế, chính trị, văn hoá, quốc phòng phục vụ cho toàn quốc, có cường độ vận tải trong tương lai rất lớn, cũng như các đường vận chuyển lớn nối liền các khu vực công nghiệp quan trọng và các thành phố lớn nối vào đường trục chính quốc gia thuộc đường cấp IV⁽¹⁾ trở lên.

- Dùng tải trọng H - 13 và X - 60 hay H - 10 và X - 60 cho các đường địa phương trong tỉnh, đường giao thông công nghiệp và các đường kinh tế trong tỉnh thuộc hệ thống đường cấp IV trở xuống.

Chú thích:

- Việc lựa chọn tải trọng xe bánh (hay xe xích) phải có căn cứ thích hợp và phải được thoả thuận của các cơ quan hữu quan.

- Đối với cầu qua các thành phố lớn, qua khu dân cư, phải xét tới quy hoạch tương lai và xác định cấp tải trọng cho phù hợp.

- Quy định cấp tải trọng này không áp dụng cho các đường chuyên dụng lớn, cầu lớn đặc biệt, các cầu khôi phục tạm thời và các cầu đường nông thôn.

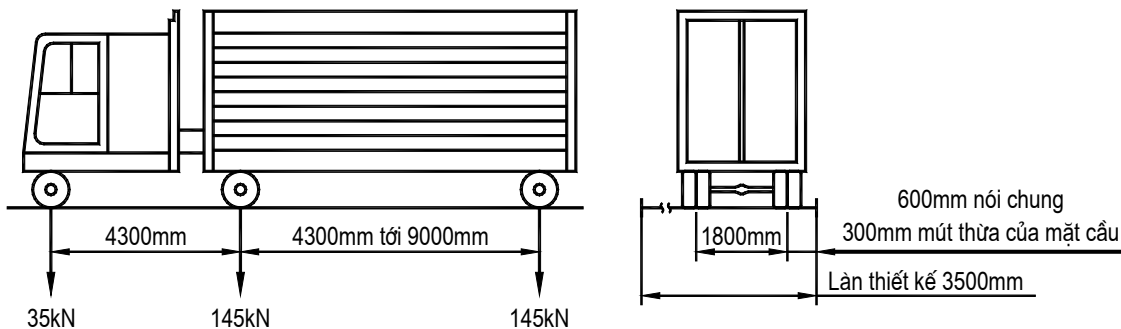
- Đối với cầu trung và cầu lớn trên các đường cấp IV trở xuống có thể dùng tải trọng H - 30, XB - 80 nhưng phải được cấp phê chuẩn xét duyệt thiết kế.

- Khi tính toán về độ chịu mỏi, không dùng tải trọng xe bánh đặc biệt (hay xe xích), còn khi tính toán theo trạng thái giới hạn thứ ba thì dùng tải trọng đó với hệ số 0,8n (hệ số tải trọng sẽ giới thiệu ở phần sau trong chương này).

Theo tiêu chuẩn 22TCN 272-05 là tiêu chuẩn thiết kế áp dụng theo tiêu chuẩn AASHTO - ASTM, hoạt tải là xe tải thiết kế tiêu chuẩn (Design Truck) HL-93 với xe tải thiết kế hoặc xe hai trục thiết kế và tải trọng làn xe thiết kế (hình 2.5).

⁽¹⁾ Đường cấp IV theo TCVN 4054 - 85 (tương đương với cấp kỹ thuật 60 và 40 theo TCVN 4054 - 98)

- Xe tải thiết kế là xe có ba trục: trục trước trọng lượng 35kN, hai trục sau trọng lượng 145kN (hai trục sau khoảng cách thay đổi từ 4300 đến 9000mm để gây ra ứng lực lớn nhất).
- Xe hai trục thiết kế: gồm một cặp trục trọng lượng 110kN, cách nhau 1200mm.



Hình 2.5 Sơ đồ xe tải thiết kế (HL-93) theo tiêu chuẩn 22TCN 272-05

c. Hệ số xung kích (hệ số động lực) (Dynamic load allowance)

So với trường hợp hoạt tải đứng yên ở vị trí bất lợi nhất thì trường hợp hoạt tải đang chạy tới vị trí đó sẽ gây ra nội lực bất lợi hơn nhiều. Đó là do ảnh hưởng của những xung lượng và va chạm chấn động mà hoạt tải đang chạy sinh ra.

Nhân tố chính phát sinh ra tác dụng xung kích là tốc độ và chấn động của bánh xe va chạm với mặt đường trên cầu, vì mặt cầu không bằng phẳng, các lò xo hoặc nhíp xe sinh ra những chấn động tuần hoàn...

Trong tính toán, tác dụng do chấn động của hoạt tải được nhân với hệ số động lực $(1 + \mu)$ và được xác định như sau:

- Đối với mô trụ cầu đặc và kết cấu gỗ, đá thì : $(1 + \mu) = 1,0$

- Đối với kết cấu nhịp dầm bê tông cốt thép và kết cấu khung với mô trụ cầu rỗng bằng bê tông cốt thép :

+ Khi $\lambda \leq 5m$ thì: $(1 + \mu) = 1,3$.

+ Khi $\lambda \geq 45m$ thì: $(1 + \mu) = 1,0$.

+ Khi $5m < \lambda < 45m$ thì : $(1 + \mu)$ lấy theo nội suy.

- Đối với kết cấu nhịp vòm bê tông cốt thép có lực đẩy ngang và kết cấu trên vòm kiểu rỗng:

+ Khi $\lambda \leq 20m$ thì: $(1 + \mu) = 1,2$.

+ Khi $\lambda \geq 70m$ thì: $(1 + \mu) = 1,0$.

+ Khi $20m < \lambda < 70m$ thì: $(1 + \mu)$ lấy theo nội suy.

- Đối với cầu thép và liên hợp thép - bê tông cốt thép: $(1 + \mu) = 1 + \frac{1}{37,5 + \lambda}$

Trong đó: λ - Là chiều dài chất tải tính bằng mét.

d. Lực ly tâm (Centrifugal forces)

Với cầu nằm trên đường cong có bán kính $R(m)$, lực ly tâm tính với tải trọng rải đều $C (T/m)$. Chỉ tính lực ly tâm khi bán kính đường cong $R \leq 600m$ điểm đặt lực ly tâm ngay trên mặt cầu, với mỗi làn xe tính theo công thức sau:

$$\begin{aligned}
 & \text{- Khi } R < 250\text{m} : C = \frac{15}{100+R} \cdot \frac{\sum P}{\lambda} \geq 0,15 \frac{\sum P}{\lambda} \\
 & \text{- Khi } R \geq 250\text{m} : C = \frac{40}{R} \cdot \frac{P}{\lambda}
 \end{aligned}$$

Trong đó:

P - Trọng lượng của xe nặng trong đoàn xe tiêu chuẩn (Tấn).

$\sum P$ - Tổng trọng lượng tính toán của các xe trong đoàn xe tiêu chuẩn xếp tải trọng trong phạm vi chiều dài đặt tải λ .

λ - Chiều dài đặt tải (m) nhưng không lớn hơn chiều dài nhịp cầu l .

Theo tiêu chuẩn AASHTO - 1992 lực ly tâm được xác định theo công thức tính toán

$$\text{sau: } C = 0,795 \cdot \frac{V^2}{R}$$

Trong đó:

V - Tốc độ xe thiết kế (Km/h).

R - Bán kính đường cong (m).

Theo tiêu chuẩn 22TCN 272-05 lực ly tâm được xác định theo công thức tính toán

$$\text{sau: } C = \frac{4v^2}{3gR}$$

Trong đó: v - Tốc độ xe thiết kế (m/s).

g - Gia tốc trọng lực $9,807\text{m/s}^2$

R - Bán kính cong của làn xe (m).

e. Lực quán tính (Lực hãm) (Braking force)

Bao gồm lực do hãm phanh trên cầu hoặc khi khởi động xe chạy, là lực tập trung hướng dọc cầu và điểm đặt ngay trên mặt cầu được xác định như sau:

- Khi $\lambda \leq 25\text{m}$ thì: $T = 0,3P$.

- Khi $25\text{m} < \lambda \leq 50\text{m}$ thì: $T = 0,6P$.

- Khi $\lambda > 50\text{m}$ thì: $T = 0,9P$.

Trong đó:

P - Là trọng lượng xe nặng trong đoàn xe tiêu chuẩn (Tấn).

λ - Chiều dài đặt tải (m) nhưng không lớn hơn chiều dài nhịp cầu l .

Khi tính toán trụ cầu thì lực hãm được quy định đặt tại đỉnh trụ và trị số lực hãm truyền vào trụ cầu phụ thuộc vào từng loại gối cầu và được lấy như sau:

- Đối với gối cố định thì lực hãm truyền vào trụ cầu 100% trị số lực hãm tác dụng trên mặt cầu.

- Đối với gối di động thì phụ thuộc vào cấu tạo từng loại gối:

+ Gối di động kiểu tiếp tuyến thì lấy bằng 50% trị số lực hãm tác dụng trên mặt cầu.

+ Gối di động kiểu con lăn, con lăn vát cạnh, con lăn hình quạt thì lấy bằng 25% trị số lực hãm tác dụng trên mặt cầu.

- Trường hợp một trụ có bố trí hai gối khác nhau (gối di động và cố định) thì lực hãm truyền cho trụ lấy bằng tổng lực hãm truyền qua các gối.

f. Lực lắc ngang của đoàn xe (Vehicular collision force)

Do mặt cầu có độ dốc ngang và quỹ đạo xe chạy không nằm trên đường thẳng nên sinh ra lực lắc ngang, lực lắc ngang là tải trọng tác dụng theo hướng ngang cầu, đặt tại mặt đường xe chạy và được xác định như sau:

- Với tải trọng ô tô (Lực lắc ngang s là tải trọng phân bố đều).
 - + Tải trọng H - 30 thì $s = 0,4T/m$.
 - + Tải trọng H - 18 thì $s = 0,3T/m$
 - + Tải trọng H - 10 thì $s = 0,2T/m$
 - + Tải trọng H - 13 và H - 8 thì nhân $0,2T/m$ với hệ số 1,3 và 0,8.
- Với tải trọng xe bánh đặc biệt và xe xích (Lực lắc ngang S là tải trọng tập trung di động).
 - + Tải trọng XB - 80 thì $S = 5T$.
 - + Tải trọng X - 60 thì $S = 4T$.
 - + Tải trọng X - 30 thì $S = 2T$.

2.3.4. Tải trọng tác động khác

a. Lực gió (Wind Loads)

Lực tác dụng nằm ngang được tính toán: $W = KqF_{cg}$

Trong đó: K - Hệ số động lực gió (hệ số gió giật) lấy bằng 1,4.

q - Cường độ gió tiêu chuẩn được xác định như sau:

- Khi không có hoạt tải trên cầu $q = 180kG/m^2$

- Khi có hoạt tải trên cầu $q = 50kG/m^2$

F_{cg} - Diện tích chắn gió được xác định: $F_{cg} = \varphi F$

F - Diện tích nằm trong đường viền kết cấu.

φ - Hệ số chắn gió được xác định như sau:

- Đối với kết cấu nhịp và trụ đặc: $\varphi = 1,0$

- Đối với lan can, tay vịn: $\varphi = 0,3 \div 0,8$

- Đối với dầm: khi có 2 dầm: $\varphi = 0,4$; khi có 3 hay nhiều dầm $\varphi = 0,5$.

Sự phân bố của tải trọng gió theo chiều dài nhịp được coi là phân bố đều. Cường độ tải trọng gió nằm ngang tiêu chuẩn theo hướng dọc cầu tác dụng lên dầm lấy bằng 60% cường độ tải trọng gió tác dụng theo hướng ngang cầu. Lực tác dụng của tải trọng gió theo hướng dọc cầu tác dụng lên mô trụ phần cao hơn mặt đất hoặc mực nước thấp nhất thì lấy cùng cường độ trên $1m^2$ theo hướng dọc cầu. Tải trọng gió tác dụng tác dụng theo hướng dọc cầu gây ra đối với kết cấu nhịp coi như truyền xuống mô trụ.

Không tính tải trọng gió hướng dọc cầu tác dụng vào kết cấu nhịp đặc, vào phần mặt đường xe chạy và đoàn xe.

b. Lực va chạm của tàu bè vào trụ cầu (Ship collision force on Pier)

Lực này phụ thuộc vào cấp sông thông thuyền. Lực tác dụng do va xô của tàu bè nằm ngang có điểm đặt tại giữa bề rộng hay chiều dài của mô trụ ở cao độ mực nước thông thuyền tính toán. Trị số lực tác dụng do va xô của tàu bè lấy theo bảng 2.9.

Bảng 2.9

Bảng tải trọng tiêu chuẩn do lực va xô của tàu bè

Cấp đường sông thông thuyền	Tải trọng (Tấn)			
	Hướng dọc tim cầu		Hướng vuông góc với tim cầu	
	Thông thuyền	Không thông thuyền	Thông thuyền	Không thông thuyền

I	100	50	125	100
II	70	40	90	70
III	65	35	80	65
IV	55	30	70	55
V	25	15	30	25
VI	15	10	20	15
VII	10	5	15	10

c. Tác dụng của sự thay đổi nhiệt độ (Temperature Gradient)

Tính cho kết cấu siêu tĩnh được xác định theo loại vật liệu xây dựng được đặc trưng bởi hệ số dẫn nở vì nhiệt α .

- Đối với thép: $\alpha = 0,000012$ (đối với thép trong kết cấu liên hợp thép - bê tông cốt thép thì lấy $\alpha = 0,00001$).

- Đối với bê tông và bê tông cốt thép: $\alpha = 0,00001$.

- Đối với khối xây bằng đá thiên nhiên: $\alpha = 0,000008$.

Biến đổi nhiệt độ tiêu chuẩn lấy theo biên độ của bản đồ phân vùng chênh lệch nhiệt độ giữa tháng nóng nhất và lạnh nhất hoặc có chỉ dẫn hợp lý khác trong nhiệm vụ thiết kế.

d. Lực động đất (Earthquake Effects)

Tính cho những công trình xây dựng ở vùng có động đất từ cấp 6 trở lên. Vùng động đất và địa điểm xây dựng công trình lấy theo bản đồ phân vùng động đất của “Viện vật lý địa cầu” và được xác định:

$$H = KP$$

Trong đó: P - Trọng lượng kết cấu (Tấn)

K - Hệ gia tốc phụ thuộc vào cấp động đất lấy theo bảng 2.10.

Bảng 2.10

Chỉ số Cấp động đất theo tiêu chuẩn việt nam trong tính toán

Chỉ số tính toán	Cấp động đất			
	6	7	8	9
Hệ gia tốc (K)	0,04	0,07	0,17	0,25
Cấp tính năng động đất	A	A	B	C

Ghi chú

Tải trọng động đất lấy theo cấp động đất của địa điểm xây dựng công trình, đối với cầu lớn lấy tăng lên một cấp.

e. Tải trọng do thi công (Construction loads)

Tính tác dụng lên kết cấu trong quá trình xây dựng bao gồm trọng lượng bản thân kết cấu, trọng lượng đà giáo, trọng lượng cần trục v.v... (Khi thiết kế phải xét đến các dự định về điều kiện thi công).

2.4. Khái niệm chung về phương pháp tính toán công trình theo những trạng thái giới hạn (Service Limit States)

Luận cứ của phương pháp này là nghiên cứu công trình trong các điều kiện các yếu tố của công trình đạt đến trạng thái mất khả năng chịu tác dụng của ngoại lực hoặc khi ngoại lực tăng thêm nữa, công trình sẽ không thoả mãn yêu cầu sử dụng bình thường. Trạng thái đó gọi là trạng thái giới hạn của công trình.

Khi tính toán theo những trạng thái giới hạn, trị số nội lực (ứng suất) và trị số biến dạng do tác động lực tính toán gây ra không được vượt quá trị số giới hạn xác định.

Khi thiết kế cầu công phải tính theo ba trạng thái giới hạn dựa trên cơ sở tổng hợp những nghiên cứu về lý luận và thực nghiệm cùng các tài liệu thu thập từ quan trắc thực tế, có xét đến điều kiện làm việc bất lợi của kết cấu và nền móng trong thời kỳ xây dựng và sử dụng.

2.4.1. Tính toán theo trạng thái giới hạn thứ nhất về cường độ (Strength Limit States)

Bảo đảm công trình không bị đình chỉ sử dụng do không còn sức chịu lực (về cường độ, ổn định, độ môi) hoặc phát triển biến dạng dẻo lớn.

Khi tính theo trạng thái giới hạn này có thể biểu thị điều kiện theo các công thức cơ bản sau:

- Về cường độ: $\frac{N}{F} \leq R$

- Về ổn định hình dạng: $\frac{N}{\varphi F} \leq R$

- Về chịu môi: $\frac{N}{F} \leq \gamma R$

Trong đó: N - Nội lực tính toán (lực dọc, mômen v.v...).

F - Đặc trưng hình học của mặt cắt (diện tích, môđun kháng uốn v.v...).

φ - Hệ số triết giảm sức chịu lực (hệ số uốn dọc).

γ - Hệ số triết giảm cường độ tính toán về độ chịu môi.

R = $m_1 k R_H$ - Cường độ tính toán của vật liệu. Khi tính các kết cấu chịu lực chỉ do tĩnh tải thì cường độ tính toán trên phải giảm đi 20%.

Khi $m_2 \neq 1$ thì trong tính toán thay R bằng trị số $m_2 R$ (hoặc thay F bằng trị số $m_2 F$).

Chú thích:

- Trong tính toán về cường độ và ổn định hình dạng các cấu kiện bê tông cốt thép, công thức kiểm toán sẽ có dạng $N \leq FR$.

- Trong tính toán được phép xác định nội lực với giả định vật liệu làm việc đàn hồi.

- Hệ số φ và γ không cùng tính với nhau.

Khi tính toán công trình theo trạng thái giới hạn này, phải tính với tải trọng tính toán, người ta sử dụng ba hệ số n, k, m vào tính toán. Ba hệ số này là sự tích lũy và tổng kết những tài liệu nghiên cứu về vật liệu, tải trọng, về cấu tạo thực tế sai số trong tính toán. Xét đến các hệ số này là xét đến khả năng có thể có những sai lệch theo chiều hướng bất lợi so với các thông số và điều kiện tiêu chuẩn. Trị số quy định cho các hệ số trên phụ thuộc vào điều kiện sử dụng, vật liệu và kết cấu; các điều kiện này phải thoả mãn những yêu cầu của quy tắc khai thác hiện hành, những tiêu chuẩn Nhà nước và các tiêu chuẩn khác. Đối với hoạt tải thẳng đứng phải tính đến hệ số xung kích ($1 + \mu$), hệ số này không tính với xe bánh đặc biệt và xe xích và khi tính ổn định vị trí (chống lật và trượt) cũng

không xét tới. Khi tính duyệt về mỗi thì có xét tới hệ số $(1 + \mu)$ nhưng không xét tới hệ số biến đổi tải trọng n .

1) - Hệ số biến đổi tải trọng n (còn gọi là hệ số vượt tải) (Load Factor)

Dùng để xét những sai lệch có thể xảy ra theo chiều hướng bất lợi (hoặc lớn hơn hoặc nhỏ hơn) so với trị số tiêu chuẩn của chúng trong các tổ hợp tải trọng khác nhau. Trị số của hệ số này đối với tĩnh tải cho trong bảng 2.11 còn của hoạt tải và các tác động khác cho trong bảng 2.12.

Chú thích bảng 2.11:

- Hệ số n ở mỗi dòng trong bảng dùng trong phạm vi cả một bộ phận công trình như : kết cấu nhịp, móng, cột, lãng, thân trụ.

- Trị số n lớn hơn (hay nhỏ hơn) đơn vị là đối với trường hợp tải trọng làm tăng (hay giảm) tổng tác động tính toán nhằm đạt được điều kiện chịu lực bất lợi cho kết cấu.

- Khi xác định tải trọng tính toán do áp lực đất, không những phải tính hệ số biến đổi tải trọng, mà còn phải thay trị số tính toán góc ma sát trong bảng : $\varphi = \varphi_H \pm 5^0$ tùy theo trị số nào gây ra tổng tác động tĩnh lớn nhất.

Trong đó: φ_H - Trị số góc ma sát trong tiêu chuẩn.

Bảng 2.11

Hệ số biến đổi tải trọng (n) của tĩnh tải

Loại tải trọng	Hệ số n
Tất cả các tải trọng trừ những tải trọng kê dưới đây	1,1 và 0,9
Trọng lượng của lớp đệm, tầng phòng nước, lớp bảo vệ và các tầng khác, trọng lượng phân mặt cầu xe chạy, trọng lượng lề người đi.	1,5 và 0,9
Trọng lượng các bộ phận bằng gỗ.	1,2 và 0,9
Áp lực đất do trọng lượng đất.	1,2 và 0,9
Tác dụng do cơ ngót bê tông.	1,0 và 0,9
Tác động lún của đất.	1,5 và 0,5

Bảng 2.12

Hệ số biến đổi tải trọng (n) của hoạt tải và các tải trọng khác

Loại tải trọng	Hệ số n tính trong tổ hợp tải trọng		
	Chính	Phụ	Đặc biệt
Tải trọng ô tô	1,4	1,12	0,98
Tải trọng xe xích và xe bánh đặc biệt	1,1	-	-
Tải trọng người trên lề người đi	1,4	1,12	0,98
Tải trọng người tác dụng vào tay vịn	1,1	0,88	0,77
Tải trọng gió	1,5	1,2	1,0
Tải trọng do va tàu và tác động biến đổi nhiệt độ khi ngoài các tải trọng này có tính thêm.			
a) Chỉ riêng tải trọng thuộc tổ hợp chính.	-	1,1	0,8
b) Bất kỳ tải trọng nào khác	-	1,0	0,8

Tải trọng động đất	-	-	1,0
Tải trọng thi công			
a) Lực do kích khi nâng và di chuyển.	-	-	1,3
b) Những lực khác.	-	-	1,0

2) - Hệ số đồng nhất k

Xét đến khả năng hạ thấp cường độ của vật liệu và đất nền so với trị số tiêu chuẩn do những thay đổi về tính chất cơ học và tính không đồng nhất của chúng. Như vậy cường độ tính toán của vật liệu sẽ là: $R = kR_H$

Trong đó: R_H - Cường độ giới hạn tiêu chuẩn.

k - Hệ số đồng nhất xác định bằng phương pháp thí nghiệm và phương pháp thống kê toán học. Theo kết quả của nhiều thực nghiệm cho thấy đối với thép $k = 0,75 - 0,90$; đối với bê tông $k = 0,43 - 0,65$.

3) - Hệ số điều kiện làm việc m

Phản ánh sự đưa các tính toán lý thuyết vào cho phù hợp với điều kiện làm việc thực tế của kết cấu, trong đa số trường hợp hệ số này được chia thành hai hệ số m_1 và m_2 .

Hệ số điều kiện làm việc m_1 xét đến sự sai lệch có thể có của kết cấu thực tế so với thiết kế trong phạm vi cho phép đã quy định, ví dụ như lệch tim kết cấu nhịp và tim móng trụ, sự sai lệch kích thước thực tế của tiết diện so với thiết kế v.v... cũng như xét tới khả năng xuất hiện những điều kiện bất lợi khác chưa được dự kiến trong quy phạm đối với sự làm việc thực tế của kết cấu. Trong phần lớn tính toán về cường độ và ổn định hình dạng của tất cả các kết cấu, trừ kết cấu gỗ, hệ số m_1 lấy bằng 0,9 và quy ước đưa vào các trị số cường độ tính toán. Trong tổ hợp đặc biệt có xét đến tải trọng thi công, thì lấy $m_1 = 1$, nghĩa là trị số cường độ tính toán về cường độ phải tăng lên 10%.

Hệ số điều kiện làm việc m_2 phản ánh tính chất quy ước của tính toán là xét tới sự sai khác giữa nội lực, mômen và ứng suất tính toán với thực tế, sở dĩ có những sai khác đó là do trong các trường hợp riêng biệt đã áp dụng sơ đồ tính toán khá đơn giản như không xét tới tính mềm của các liên kết và của đất nền, đến các ứng suất tập trung v.v... Trị số m_2 có quy định riêng cho tính toán từng trường hợp cụ thể, thông thường khi không có quy định riêng thì $m_2 = 1$.

2.4.2. Tính toán theo trạng thái giới hạn thứ hai về biến dạng (Deformations)

Bảo đảm cho công trình không phát sinh biến dạng chung quá lớn như: dao động, chuyển vị, lún, gây khó khăn cho việc sử dụng bình thường.

Điều kiện của trạng thái giới hạn được biểu thị bởi công thức quan hệ:

$$\delta \leq \delta_{gh}$$

Trong đó: δ - Là chuyển vị, lún, dao động... của công trình dưới tác dụng của ngoại lực được xác định bằng tính toán hoặc đo được trên công trình.

δ_{gh} - Là chuyển vị, lún, dao động... của công trình giới hạn bởi điều kiện sử dụng.

Tính theo trạng thái giới hạn thứ hai tiến hành như sau:

- Đối với kết cấu nhịp phải tính trị số độ võng thẳng đứng (theo quy định trong bảng 2.13), chu kỳ các dao động tự do theo phương thẳng đứng và nằm ngang, góc gãy khúc của đường đàn hồi (đường biến dạng).

- Đối với móng trụ tính trị số lún và chuyển vị.

Bảng 2.13

Độ võng thẳng đứng cho phép khi thiết kế kết cấu nhịp

Vật liệu làm kết cấu nhịp	Độ võng lớn nhất trong phạm vi	Trị số độ võng cho phép của cầu trên tuyến đường	
		Tuyến đường cấp I, II, III và IV	Tuyến đường cấp V và VI
Thép và bê tông cốt thép	Nhịp	$\frac{1}{400}l$	$\frac{1}{300}l$
	Đà hẫng	$\frac{1}{250}l_k$	$\frac{1}{200}l_k$

Trong đó:

l - Khẩu độ tính toán của nhịp.

l_k - Chiều dài đoạn hẫng.

2.4.3. Tính toán theo trạng thái giới hạn thứ ba về nứt (*Control of Limit Cracking*)

Bảo đảm độ bền chống nứt cho công trình không để tránh gây khó khăn cho việc sử dụng bình thường.

Điều kiện của trạng thái giới hạn được biểu thị bởi công thức quan hệ:

$$e \leq e_{gh}$$

Trong đó: e - Là độ mở rộng vết nứt của công trình dưới tác dụng của ngoại lực được xác định bằng tính toán hoặc đo được trên công trình.

e_{gh} - Là độ mở rộng vết nứt của công trình giới hạn bởi điều kiện sử dụng.

Chú ý: khi tính theo trạng thái giới hạn thứ hai và thứ ba, tính với tải trọng tiêu chuẩn không xét tới hệ số biến đổi tải trọng n và hệ số xung kích $(1 + \mu)$.

2.5. Nguyên tắc thiết kế

2.5.1. Những nguyên tắc cơ bản

- Tất cả những công trình cầu trong thiết kế sửa chữa đều tiến hành một bước: Thiết kế kỹ thuật - thi công. Với những công trình phải sửa chữa vừa, nhất là sửa chữa lớn, tính chất sửa chữa phức tạp, khối lượng sửa chữa nhiều, thì cần căn cứ vào nhiệm vụ cụ thể về mức độ yêu cầu sửa chữa từng phần hoặc toàn bộ, về tăng cường, mở rộng, nâng cấp. Trên cơ sở tài liệu điều tra thu thập mà vạch ra một số phương án so sánh để cấp có thẩm quyền cần nhắc tham gia góp ý kiến, tuy vậy điều vạch thêm một số phương án này không phải là bắt buộc. Tùy theo cơ sở thiết kế hoặc người thiết kế thấy phương án đã vạch ra là hợp lý thì tiến hành lập thiết kế kỹ thuật - thi công.

- Đối với các công trình cầu tạm, cầu cáp hoặc cầu phao v.v... có tính chất bảo đảm giao thông trong một thời gian ngắn thì điều tra thêm nguồn cung cấp vật liệu xây dựng cầu hiện có và lập luôn thiết kế kỹ thuật - thi công cho phù hợp, sau khi đã có nhiệm vụ thiết kế xây dựng.

- Các cầu trung và cầu lớn làm mới cần theo đúng trình tự xây dựng cơ bản của Nhà nước quy định. Các cầu nhỏ, công thay thế hoặc làm mới thì dùng các định hình có sẵn của Bộ giao thông vận tải hoặc sử dụng các đồ án thiết kế của các cầu có tải trọng và khẩu độ tương tự đã được kiểm toán lại trong từng phần, để áp dụng làm thiết kế kỹ thuật - thi công (kèm theo bản tính toán).

- Đối với những cầu quá nhỏ, có khẩu độ thoát nước không quá 4m tiến hành thiết kế và lập hồ sơ vào tập thiết kế công. Các cầu nhỏ khác có khẩu độ thoát nước trên 4m tiến hành thiết kế lập hồ sơ riêng cho từng cầu và lập một tập hồ sơ thiết kế cầu nhỏ.

- Trong quá trình tính toán thiết kế từ khẩu độ cầu đến kết cấu nhịp kể cả việc tận dụng cầu cũ đã kiểm toán, phân phải mở rộng thêm, phân tăng cường hoặc làm mới đều phải chấp hành theo quy phạm thiết kế hiện hành của Nhà nước ban hành.

Trường hợp mở rộng cầu có tận dụng cầu cũ, cần thể hiện rõ phần cầu cũ tận dụng, phần cầu mới làm thêm. Phần cầu cũ tận dụng phải có căn cứ đảm bảo tải trọng thiết kế.

2.5.2. Hồ sơ thiết kế bao gồm:

1). Thuyết minh chung: Nêu rõ mục đích yêu cầu về nhiệm vụ chủ trương thiết kế, các tiêu chuẩn thiết kế, quy mô xây dựng cầu, các điều kiện về địa hình, địa chất, thủy văn, khí hậu, thời tiết, nguồn cung cấp vật liệu chủ yếu. Nếu là thiết kế cải tạo nâng cấp cầu cũ thì phải nêu rõ về hiện trạng cầu cũ, khả năng tận dụng lại các bộ phận của cầu cũ. Khả năng, biện pháp tăng cường sửa chữa hoặc lý do phải làm lại cầu mới thay thế cầu cũ. Cần nêu rõ tính ưu việt về phương án thiết kế về các mặt kinh tế, kỹ thuật, khả năng thi công và các biện pháp bảo đảm an toàn giao thông.

2). Bình đồ khu vực cầu bao gồm: cầu chính và các công trình phụ, bố trí công trường thi công, đảm bảo giao thông v.v... Tỷ lệ theo quy định đã nêu ở mục 2.1.1.

3). Cấu tạo chung toàn cầu gồm :

- Mặt bằng cầu, mặt bằng móng trụ cầu.

- Các mặt cắt dọc cầu.

- Các mặt cắt ngang cầu qua móng, trụ, nhịp.

Các mặt bằng, mặt cắt đều theo tỷ lệ từ 1/100 đến 1/25.

4). Các cấu tạo chi tiết bao gồm: Kết cấu nhịp cầu, bản mặt cầu, lề người đi, lan can, gối cầu, khe co giãn, ống thoát nước, hệ thống chiếu sáng, chống sét (nếu có) v.v... theo tỷ lệ từ 1/20 đến 1/10 hoặc tỷ lệ lớn hơn để thể hiện chi tiết khi cần thiết.

5). Khi sử dụng thiết kế định hình dầm cầu, bản mặt cầu thì chỉ trích kèm theo các bản vẽ cấu tạo của phần định hình áp dụng.

6). Các cấu tạo chi tiết của móng trụ cầu gồm: Các bộ phận mũ, thân, móng, cấu tạo cọc móng hoặc các chi tiết xử lý gia cố nền... cấu tạo phân đệm chuyển tiếp và thoát nước sau móng, kê đá, phân tư nón móng v.v...

7). Bình đồ, trắc dọc và trắc ngang của đường hai đầu cầu, độ dốc dọc đầu cầu, bán kính các đường cong đứng, cong bằng theo tiêu chuẩn kỹ thuật tuyến đường.

8). Các bản vẽ cấu tạo chi tiết khác như: kê đá, mái taluy, cấu tạo rãnh dọc đặc biệt (nếu có) hoặc trồng cỏ, chống xói lở phần đường đầu cầu, bố trí cọc tiêu, biển báo ở đoạn đường hai đầu cầu v.v...

9). Bảng tổng hợp khối lượng toàn cầu: vật liệu theo từng phần, từng hạng mục và đường đầu cầu.

10). Mặt cắt dọc, cắt ngang chi tiết của tuyến đường tránh bảo đảm giao thông, các bản vẽ công trình phụ trợ như đường ngầm, cầu tạm, cầu phao...

11). Bảng tổng hợp khối lượng vật liệu của tuyến và công trình phụ bảo đảm giao thông.

Ghi chú:

Trường hợp có văn bản kèm theo, các ý kiến của địa phương hoặc của các cơ quan có liên quan thì cần sao y bản chính và đính theo tập thuyết minh chung.

CÂU HỎI ÔN TẬP

1. Các tài liệu cần thiết phải điều tra khảo sát để thiết kế cầu gồm những gì? Tại sao phải có các tài liệu điều tra trên? Hãy nêu nội dung và tầm quan trọng của một công tác điều tra khảo sát ngoài thực địa.

2. Các khổ giới hạn của cầu được tính toán và lựa chọn căn cứ vào những yếu tố nào? Tại sao phải có các quy định về kích thước tối thiểu?
3. Các tải trọng thiết kế được phân ra những tổ hợp tải trọng nào? Vì sao người ta phân ra những tổ hợp tải trọng ấy?
4. Hoạt tải tiêu chuẩn đối với ô tô và xe bánh đặc biệt hay xe xích để thiết kế cầu được chia làm mấy cấp. Cho biết sơ đồ sắp xếp tải trọng cho một cấp. Theo quy trình 22TCN 18-79 cấp tải trọng thiết kế được quy định như thế nào?
5. Hãy cho biết nguyên nhân và nhân tố phát sinh ra lực xung kích. Cho biết hệ số xung kích trong tính toán thiết kế được xác định như thế nào? Tại sao khi tính với tải trọng xe bánh đặc biệt và xe xích lại không xét đến hệ số này?
6. Tải trọng gió tác dụng lên công trình cầu được tính toán như thế nào? Sự phân bố của nó khi tác dụng lên nhịp, lên mố trụ. Không tính tải trọng gió trong trường hợp nào? Tính toán với tải trọng gió dùng để làm gì?
7. Nêu luận cứ về tính toán công trình theo các trạng thái giới hạn. Khi tính toán thiết kế công trình theo những trạng thái giới hạn nào? Viết và giải thích các công thức tổng quát của các trạng thái giới hạn. Các trạng thái giới hạn trên có tính cho tất cả các công trình và các bộ phận công trình không, tại sao?
8. Phân biệt giữa tải trọng tính toán và tải trọng tiêu chuẩn. Hãy cho biết với ba trạng thái giới hạn trên, trạng thái nào phải tính với tải trọng tính toán còn trạng thái nào được tính với tải trọng tiêu chuẩn.
9. Tại sao hồ sơ thiết kế cầu phải bao gồm không những có tập bản vẽ mà phải kèm theo cả tập thuyết minh?

Phần thứ hai
CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP (CONCRETE STRUCTURE BRIDGES)
Chương 3
CẦU BẢN VÀ CẦU DÀM BÊ TÔNG CỐT THÉP (REINFORCED CONCRETE)

3.1. Vật liệu, các tính năng cơ lý (Material Properties)

3.1.1. Khái niệm chung

Bê tông cốt thép là loại vật liệu kết hợp từ hai loại vật liệu bê tông và cốt thép, làm việc cùng với nhau nhờ sự dính bám giữa bê tông và cốt thép.

Bê tông là loại vật liệu dòn, chịu nén tốt và chịu kéo kém. Do đó cần phải tăng cường cho khu vực chịu kéo của bê tông bằng những cốt thép có khả năng chịu kéo tốt. Các cấu kiện chịu nén cũng nên được đặt cốt thép bên trong bê tông và nhờ cốt thép mà cấu kiện sẽ ổn định tốt hơn và tăng thêm cường độ chịu nén của cấu kiện.

Diện tích tổng cộng các mặt cắt của cốt thép thường vào khoảng 0,05 đến 3% so với tổng diện tích mặt cắt bê tông. Đó là một ưu điểm về mặt kinh tế của vật liệu bê tông cốt thép, vì hàm lượng cốt thép trong bê tông cốt thép chiếm tỷ lệ thấp và giá cốt thép đắt hơn nhiều so với giá bê tông.

Sự làm việc chung giữa bê tông và cốt thép trong kết cấu bê tông cốt thép được đảm bảo bởi ba yếu tố vật lý là:

- Sự dính bám chặt chẽ giữa bê tông và cốt thép.
- Giá trị gần như bằng nhau của các hệ số giãn nở tuyến tính do nhiệt độ của bê tông và cốt thép. Khi nhiệt độ không quá 100⁰C thì:

$$\alpha_{bt} = 0,000008 \div 0,000015 \text{ và } \alpha_t = 0,000012$$

Do đó khi nhiệt độ thay đổi, các lớp bê tông tiếp giáp cốt thép và cốt thép có biến dạng gần như bằng nhau và không xuất hiện nội lực có thể phá vỡ sự dính bám giữa chúng.

- Bê tông chất lượng cao, đủ độ chặt có khả năng bảo vệ cốt thép chống rỉ và chống cháy.

a. Ưu điểm của cầu bê tông cốt thép

- Khả năng dùng vật liệu địa phương tương đối sẵn (cát, đá, sỏi) chiếm khoảng 70 đến 80% khối lượng bê tông cốt thép. Do vậy giá thành rẻ hơn kết cấu thép khi phải cùng làm nhiệm vụ như nhau.

- Bê tông cốt thép có tuổi thọ cao, cốt thép được bảo vệ chống rỉ, còn cường độ bê tông tăng dần theo thời gian.

- So với gạch, đá, gỗ thì bê tông cốt thép cho khả năng chịu lực lớn hơn, ổn định và bền hơn kết cấu thép.

- Cầu bê tông cốt thép bền chắc, chi phí duy tu bảo dưỡng không đòi hỏi nhiều. Ưu điểm này có ý nghĩa rất lớn về mặt kinh tế.

- Do trọng lượng bản thân lớn, môđun đàn hồi thấp, nên ảnh hưởng về chấn động do tác dụng của tải trọng bên ngoài thường nhỏ hơn so với cầu thép.

- Có thể dễ dàng chế tạo theo những hình dạng bất kỳ.

- Khi chịu tải trọng, độ võng phát sinh ở giữa nhịp của cầu bê tông cốt thép nhỏ hơn 5 đến 10 lần độ võng của cầu thép cùng nhịp.

b. Nhược điểm của cầu bê tông cốt thép

- Vật liệu bê tông cốt thép có trọng lượng đơn vị khá lớn, phần lớn khả năng chịu lực của vật liệu dùng để chịu trọng lượng bản thân kết cấu. Trọng lượng bản thân kết cấu chiếm từ 60 đến 70% toàn bộ tải trọng tác dụng trên cầu. Kết cấu nặng, cồng kềnh gây khó khăn cho công tác vận chuyển.

- Để tránh xâm thực của môi trường bên ngoài, bề rộng vết nứt cho phép của kết cấu bê tông cốt thép từ 0,2 đến 0,3mm. Tương ứng với bề rộng vết nứt này, ứng lực trong cốt thép còn rất nhỏ, nên làm hạn chế tính ưu việt về kinh tế của loại vật liệu này.

- Trong xây dựng cầu, nếu không có điều kiện thi công lắp ghép thì phải dùng hình thức đổ tại chỗ, những trường hợp này chi phí làm đà giáo ván khuôn rất tốn kém, thi công phức tạp, giá thành cao. Không những thế trong quá trình thi công còn ảnh hưởng đến giao thông đường thủy đối với những sông có yêu cầu thông thuyền.

- Do trọng lượng bản thân lớn, lại chịu ảnh hưởng của sự thay đổi nhiệt độ... nên cầu bê tông cốt thép chưa vượt được những nhịp rất lớn. Hiện nay cầu bê tông cốt thép vượt nhịp không quá 360m (cầu vòm ở thành phố Sydney - Australia), trong khi đó đối với cầu thép có thể vượt nhịp tới trên 1000m.

- Thi công cầu bê tông cốt thép khó bảo đảm chất lượng, vì gia công ván khuôn khó chính xác, chất lượng của xi măng không ổn định, các chỉ tiêu cơ lý của vật liệu khó xác định chính xác, lại thay đổi theo thời gian (co ngót và từ biến). Rất khó kiểm tra chất lượng sau khi thi công, trong thi công chịu ảnh hưởng của môi trường bên ngoài.

Hiện nay người ta đang tìm nhiều biện pháp để khắc phục những nhược điểm của cầu bê tông cốt thép. Những phương hướng chính là:

- Sử dụng kết cấu lắp ghép, loại kết cấu này giải quyết các vấn đề sau:

+ Rút ngắn được thời gian thi công.

+ Tiết kiệm được đà giáo ván khuôn.

+ Trong quá trình thi công có thể cơ giới hoá và công nghiệp hoá công nghệ chế tạo.

+ Chất lượng tốt, vì các cấu kiện của kết cấu được chế tạo trong nhà máy, có đầy đủ các phương tiện thí nghiệm và kiểm tra chất lượng bê tông, thiết bị đo lường chính xác, hao hụt vật liệu ít.

- Sử dụng vật liệu có cường độ cao: Do vật liệu có cường độ cao mà tiết kiệm được vật liệu, kích thước kết cấu nhỏ lại, trọng lượng bản thân giảm đi vì thế khả năng vượt nhịp lớn hơn.

- Sử dụng bê tông cốt liệu nhẹ để giảm trọng lượng kết cấu.

- Sử dụng kết cấu bê tông cốt thép dự ứng lực: Loại kết cấu này có khả năng sử dụng vật liệu cường độ cao và nhiều phương pháp thi công tiên tiến. Kết cấu nâng cao được giới hạn chống nứt, nên có tính chống thấm cao, độ cứng của kết cấu lớn, độ võng giảm.

3.1.2. Bê tông (Concrete)

a. Cường độ của bê tông (Specified Strength of Concrete)

Tính chất cơ lý của bê tông nói chung phụ thuộc vào loại chất kết dính và loại cốt liệu, thành phần hỗn hợp, tỷ lệ nước - xi măng (N/X), phương pháp chế tạo và đồ hỗn hợp bê tông, điều kiện hoá cứng... Nhiều tính chất của bê tông quyết định bởi sự có mặt của khoảng không gian trống trong bê tông dưới dạng các bọt rỗng li ti. Thể tích tổng cộng của các khoảng trống đó có thể đạt từ 25 đến 40% thể tích đá xi măng. Các lỗ rỗng chứa đầy nước, hơi nước hay khí, kích thước của chúng rất nhỏ. Khoảng 60 đến 80% thể tích rỗng là các mao quản có bán kính nhỏ hơn 1µm (micrômet).

Bê tông có các cường độ khác nhau khi chịu tác động lực khác nhau: kéo, nén, cắt. Bởi vì chức năng chủ yếu của bê tông trong kết cấu là chịu nén, nên đặc trưng cơ học chủ yếu của nó được lấy là cường độ chịu nén.

Theo các “Tiêu chuẩn xây dựng” của Việt Nam (TCVN) mẫu chuẩn thử cường độ chịu nén của bê tông là cường độ của khối vuông (kích thước mẫu thử $15 \times 15 \times 15$ cm). Trị số cường độ mẫu thử khối vuông không được trực tiếp có mặt trong các công thức tính toán, bởi vì các kết cấu bê tông cốt thép thực tế đều có hình dạng giống với hình lăng trụ. Vì vậy trong tính toán người ta sử dụng khái niệm cường độ lăng trụ R_b . Trong các thí nghiệm thường dùng mẫu thử chuẩn hình lăng trụ của bê tông có mặt cắt vuông hoặc tròn tùy mỗi quốc gia, với tỷ số chiều cao trên cạnh là $h/a = 4$. Mối quan hệ cường độ lăng trụ và cường độ khối vuông là: $\overline{R}_b = (0,7 \div 0,8)\overline{R}_m$.

Đối với cùng một loại bê tông, trị số của R_b nhỏ hơn trị số của R_m như trên là do ảnh hưởng của lực ma sát xuất hiện ở bề mặt tiếp xúc của mẫu thử bê tông với bề mặt bàn ép của máy nén thử bê tông. Chiều cao mẫu thử càng tăng thì ảnh hưởng của lực ma sát đó đến biến dạng ngang càng giảm đi và mẫu bị phá hoại do xuất hiện các vết nứt dọc. Khi tỷ số kích thước mặt cắt mẫu $h/a \geq 4$ thì cường độ nén mẫu thử lăng trụ trên thực tế là hầu như không thay đổi.

Theo quy trình thiết kế cầu công theo trạng thái giới hạn 22 TCN 18 - 79 tính toán những kết cấu cơ bản của cầu bê tông cốt thép thường và bê tông cốt thép dự ứng lực về cường độ và ổn định chống nứt sử dụng cường độ của bê tông cho trong Bảng 3.1.

Chú thích Bảng 3.1:

- Trị số cường độ tính toán thuộc nhóm A chỉ quy định cho các loại bê tông sản xuất tại nhà máy hoặc nơi tập trung với điều kiện đã có thiết kế thành phần bê tông kèm theo kiểm tra bằng thí nghiệm, chọn thành phần, đong đo tự động hoặc nửa tự động các thành phần theo trọng lượng. Kiểm tra có hệ thống cường độ và độ đồng nhất bê tông trong phòng thí nghiệm để so sánh kết quả với tiêu chuẩn đề ra ở nhóm A đồng thời có kiểm tra chu đáo chất lượng sản xuất các kết cấu. Bê tông thuộc nhóm B là những bê tông được thi công trong những điều kiện không có như nhóm A (chẳng hạn như bê tông sản xuất ở hiện trường và đổ tại chỗ và không có điều kiện kiểm tra bằng thí nghiệm)

- Khi tính các bộ phận chịu tác dụng tải trọng thi công trong giai đoạn tạo dự ứng lực, bảo quản, chuyên chở và lắp ráp... có thể nâng cường độ tính toán của bê tông (ghi ở số thứ tự 1, 2, 11 và 12) của bảng này tăng lên 10%.

- Khi tính toán về cường độ các bộ phận chịu riêng tĩnh tải tác dụng trong giai đoạn sử dụng, cường độ tính toán của bê tông giảm xuống 20%.

Bảng 3.1

CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN (kG/cm²) CỦA BÊ TÔNG KHI TÍNH CƯỜNG ĐỘ VÀ ỔN ĐỊNH CHỐNG NỨT

Số TT	Loại cường độ	Ký hiệu	Điều kiện chế tạo bê tông	Mác bê tông theo cường độ chịu nén					
				200	250	300	400	500	600
				Cường độ tính toán của bê tông					
Đối với bê tông cốt thép thường và bê tông cốt thép dự ứng lực									
1	Nén dọc trục	R _b	A	78	100	125	165	205	245
			B	72	95	115	150	190	225
2	Nén khi uốn	R _u	A	97	125	150	205	255	305
			B	90	115	140	190	240	280
Đối với bê tông cốt thép dự ứng lực									
3	Nén dọc trục lớn nhất	R _b ^N	A	-	-	135	190	245	295
			B	-	-	125	175	225	275
4	Nén lớn nhất khi uốn	R _u ^N	A	-	-	165	235	310	365
			B	-	-	155	215	285	335
5	ứng suất nén chính	R _{nc} ^T	A	-	-	105	140	175	210
			B	-	-	100	130	160	190
6	ứng suất kéo chính	R _{kc} ^T	A và B	-	-	20	24	28	28,5
7	Kéo	R _k ^T	A và B	-	-	13,5	16	18	19
8	Cắt khi uốn	R _c	A và B	32	38	44	53	65	70
Đối với bê tông cốt thép thường									
9	ứng suất kéo chính quy ước	R _{kc} ⁰	A và B	24	28	32	37	42	46
10	Kéo dọc trục	R _k ⁰	A và B	6,5	8,0	9,5	11	12,5	13,5
Đối với kết cấu bê tông									
11	Nén dọc trục	R _b	B	65	-	105	135	-	-
12	Nén khi uốn	R _u	B	80	-	125	170	-	-

b. Cấp bê tông và mác bê tông

Theo quy trình thí nghiệm bê tông xi măng của Bộ giao thông vận tải ban hành Ngày 31 - 12 - 1984 (22 TCN 60 - 84) đã định nghĩa: mác bê tông là cường độ chịu nén của mẫu thử 150 × 150 × 150mm được bảo dưỡng 28 ngày đêm trong môi trường không khí có nhiệt độ 20⁰C ± 2⁰C và độ ẩm không dưới 90%.

Trong các “Tiêu chuẩn xây dựng” mới của một số nước ngoài đã phân biệt rõ rệt hai khái niệm “mác bê tông” và “cấp bê tông”.

- Cấp bê tông là một trong các giá trị tiêu chuẩn hoá của các chỉ tiêu chất lượng bê tông, được lấy với độ đảm bảo xác suất định trước (mức p = 0,95).

- Mác bê tông cũng là một chỉ tiêu chất lượng bê tông đã tiêu chuẩn hoá, nhưng được lấy theo giá trị trung bình.

Theo quy trình thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn 22 TCN 18 - 79 của Bộ giao thông vận tải Việt Nam chỉ xét đến một khái niệm là “mác bê tông theo độ bền chịu nén” và gọi tắt là “mác bê tông”.

c. Biến dạng của bê tông

Biến dạng của bê tông gồm có các thành phần sau:

- Biến dạng do nhiệt - ẩm.
- Biến dạng do các yếu tố lực, tăng dần dưới tác dụng của tải trọng.

Khi nhiệt độ môi trường xung quanh thay đổi, thì trong bê tông xuất hiện biến dạng thể tích.

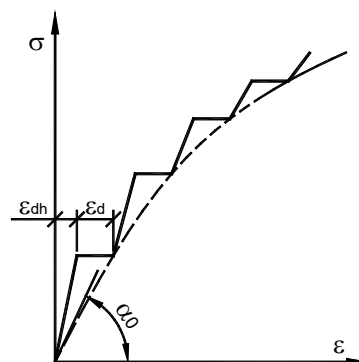
Sự co ngót của bê tông xảy ra do giảm thể tích ban đầu của hệ thống “nước - xi măng” khi thủy hoá (quá trình này không thể đảo ngược được), cũng như do sự thay đổi hàm lượng nước trong các lỗ rỗng của bê tông (sự co ngót ẩm này kéo dài cho đến lúc nào đạt được sự cân bằng độ ẩm với môi trường bên ngoài). Sự co ngót ẩm có thể đảo ngược lại một phần.

Co ngót (Shrinkage) gây ra các ứng suất kéo trong bản thân bê tông. Nguyên nhân là: Thứ nhất, các hạt cốt liệu và mạng tinh thể xuất hiện dần theo thời gian của đá xi măng đã cản trở sự co ngót tự do của đá xi măng. Thứ hai, sự khô dần của bê tông xảy ra không đều trong lòng khối bê tông cũng làm cho co ngót không đều. Ở phía trong lòng khối bê tông là khu vực ẩm hơn sẽ có biến dạng do co ngót và cản trở biến dạng lớn do co ngót của các lớp bê tông phía ngoài đang bị khô đi nhanh hơn. Như vậy trong các lớp bên trong có ứng suất nén còn trong các lớp bên ngoài có ứng suất kéo. Hậu quả là nứt nẻ bề mặt ngoài cùng của bê tông, giảm độ bền chống nứt, giảm độ chống thấm, giảm tuổi thọ kết cấu.

Để giảm ứng suất do co ngót trong bê tông có thể áp dụng các biện pháp công nghệ hợp lý (chọn thành phần hợp lý của hỗn hợp bê tông, làm ẩm bề mặt kết cấu trong quá trình bê tông hoá cứng v.v...).

Khi chịu tải trọng, bê tông sẽ xuất hiện hai loại biến dạng là: Biến dạng đàn hồi và biến dạng không đàn hồi.

Qua nhiều thực nghiệm cho thấy khi đặt tải ngắn hạn một lần với mẫu thử bê tông hình lăng trụ. Việc đặt tải làm theo từng giai đoạn, đo biến dạng ở hai thời điểm ngay sau khi đặt tải và dỡ tải, kết quả thu được vẽ thành biểu đồ quan hệ ứng suất và biến dạng (Hình 3.1). Kết quả cho thấy biến dạng đo được ngay sau khi đặt tải là biến dạng đàn hồi ϵ_{dh} và quan hệ giữa ứng suất và biến dạng là tỷ lệ thuận, còn xuất hiện một biến dạng ϵ_d tăng dần theo thời gian giữ tải được gọi là biến dạng dẻo. Các biến dạng đàn hồi tương ứng với tốc độ đặt tải tức thời lên mẫu thử, các biến dạng dẻo tăng dần cùng với việc giảm tốc độ đặt hoặc cùng với việc kéo dài thời gian giữ tải.



Hình 3.1 Đồ thị $\sigma - \epsilon$ khi thử nén mẫu bê tông hình lăng trụ

Như vậy biến dạng toàn phần của bê tông là tổng của biến dạng đàn hồi và biến dạng không đàn hồi. Khi có nhiều cấp đặt tải kết quả thực nghiệm đo được cho biểu đồ quan hệ ứng suất - biến dạng tiếp cận với một đường cong (đường vẽ nét đứt), đường cong này là biểu đồ tổng quát biểu thị quan hệ trạng thái ứng suất - biến dạng của bê tông. Nếu tại một thời điểm đang đặt tải nào đó ứng suất bê tông là σ_b , mà dỡ tải thật nhanh thì đường cong quan hệ ứng suất - biến dạng $\sigma - \epsilon$ sẽ đi theo hướng ngược lại. Trong quá trình dỡ tải thì một phần biến dạng không đàn hồi sẽ mất đi. Sau khi dỡ tải xong, thì trong mẫu thử vẫn

còn biến dạng dư ε_d . Biến dạng này sẽ giảm bớt dần một phần nào đó (gọi là biến dạng sau đàn hồi).

Quan hệ giữa ứng suất và biến dạng đối với bê tông như một loại vật liệu đàn dẻo được đặc trưng bằng môđun biến dạng và là một đại lượng biến đổi, được xác định bằng tang của góc nghiêng của tiếp tuyến đường cong $\sigma - \varepsilon$, nghĩa là: $E_b = \tan \alpha$. Cách sử dụng định nghĩa này của môđun biến dạng rất phức tạp và không thuận lợi cho tính toán kết cấu.

Vì vậy trong tính toán, khi ứng suất bê tông không lớn ($\sigma_b \leq 0,2R_b$) người ta quy ước coi quan hệ $\sigma - \varepsilon$ là quan hệ tuyến tính (theo định luật Hook) và gọi là môđun đàn hồi ban đầu (hay môđun đàn hồi tức thời): $E_b = \tan \alpha_0$. Ngoài ra trong tính toán còn phải kể đến một đặc trưng nữa là môđun đàn hồi trượt (cắt) của bê tông quan hệ với môđun đàn hồi ban đầu bằng

biểu thức sau: $G_b = \frac{E_b}{2(1 + \mu)}$ Trong đó: μ là tỷ số giữa biến dạng ngang và biến dạng dọc (hệ số Poisson). Đối với bê tông $\mu = 0,2 \div 0,25$ nên $G_b \approx 0,4E_b$.

Bảng 3.2 cho giá trị môđun đàn hồi ban đầu và môđun đàn hồi trượt của một số mác bê tông thường dùng.

Bảng 3.2
MÔĐUN ĐÀN HỒI BAN ĐẦU E_b (kG/cm²) VÀ MÔĐUN TRƯỢT G_b (kG/cm²)
CỦA BÊ TÔNG

Đại lượng	Mác của bê tông						
	150	200	250	300	400	500	600
E_b	230000	265000	290000	315000	350000	380000	400000
G_b	92000	105000	115000	125000	140000	150000	160000

Khi có tác dụng dài hạn của tải trọng thì biến dạng không đàn hồi của bê tông sẽ tăng theo thời gian. Biến dạng này tăng nhanh trong 3 đến 4 tháng đầu tiên, sau đó tăng chậm dần và dừng lại sau vài năm.

Sự tăng biến dạng không đàn hồi của bê tông theo thời gian khi có tác dụng dài hạn của tải trọng hoặc ứng suất (do nhiệt độ, độ ẩm...) được gọi là từ biến của bê tông. Biến dạng do từ biến có thể gấp 3 đến 4 lần biến dạng đàn hồi.

Biến dạng do từ biến (Creep) bê tông có trị số và tốc độ tăng theo thời gian và phụ thuộc vào nhiều yếu tố. Chẳng hạn, khi tăng ứng suất thì từ biến bê tông cũng tăng. Nếu bê tông có tuổi còn ít mà bị đặt tải thì từ biến lớn hơn so với bê tông có tuổi cao. Từ biến bê tông trong môi trường khô lớn hơn rất nhiều so với trong môi trường ẩm. Các yếu tố công nghệ cũng ảnh hưởng lớn đến từ biến, sự tăng lượng xi măng và tăng tỷ lệ (N/X), việc dùng xi măng mác thấp làm tăng từ biến, còn cốt liệu nhám thô, mức độ đầm lèn chặt tốt lúc đổ bê tông sẽ làm giảm biến dạng từ biến.

3.1.3. Cốt thép (Reinforcing Steel)

a. Đặc điểm các loại cốt thép

Cốt thép trong kết cấu bê tông cốt thép gồm các loại:

- Cốt thép chủ để chịu các nội lực chính.
- Cốt thép cấu tạo, được đặt theo các yêu cầu về cấu tạo và công nghệ thi công để bảo đảm đúng vị trí thiết kế của các cốt thép chủ và góp phần làm phân bố đều hơn ứng lực giữa các thanh cốt thép chủ riêng rẽ.

Để làm cốt cho bê tông không những có thể dùng cốt thép mà còn có thể dùng cốt bằng chất dẻo, sợi thủy tinh... Trong các công trình cầu hiện nay chỉ dùng cốt bằng thép.

Theo đặc điểm công nghệ chế tạo, có thể phân biệt hai loại cốt thép là: loại cốt thép thanh cán nóng và cốt thép sợi kéo nguội. Các cốt thép thanh sau khi cán có thể được gia công nhiệt hoặc gia công cơ khí để tăng độ bền.

Theo đặc điểm bề mặt cốt thép có thể phân biệt hai loại cốt thép là: loại cốt thép tròn trơn và loại cốt thép có gờ.

Theo điều kiện sử dụng có thể phân loại ra cốt thép thường và cốt thép dự ứng lực.

Cốt thép thường được dùng rộng rãi theo tiêu chuẩn Việt Nam và của nhiều nước nhập vào nước ta như: Cộng hòa liên bang Nga, Trung Quốc, Nhật Bản, Hàn Quốc, Australia... gồm các loại sau:

- Cốt thép tròn trơn nhóm A - I.
- Cốt thép có gờ nhóm A - II, A - III, A - IV, A - V, A - VI.
- Cốt thép có gờ đã được gia công nhiệt A_T - III, A_T - IV, A_T - V, A_T - VI.

- Cốt thép sợi thường có hai nhóm là B - I (tròn trơn) và B_P - I (có gờ) bằng thép cacbon thấp, được chế tạo bằng cách kéo nguội. Loại cốt thép sợi kéo nguội bằng thép cường độ cao cũng có hai nhóm là : B - II (tròn trơn) và B_P - II (có gờ).

Bảng 3.3 và Bảng 3.4 cho các giá trị về cường độ và môđun đàn hồi của một số nhóm thép. Đây là những chỉ tiêu quan trọng trong tính toán kết cấu chịu lực bằng bê tông cốt thép.

Trong xây dựng cầu và các công trình khác bằng bê tông cốt thép ở nước ta thường dùng loại cốt thép có gờ nhóm A - II làm cốt thép chủ chịu lực, và dùng loại cốt thép tròn trơn nhóm A - I làm cốt thép đai, cốt thép cấu tạo.

Đối với kết cấu bê tông cốt thép dự ứng lực, cốt thép chủ đều là cốt thép thanh cường độ cao thuộc các nhóm A - IV, A - V, hoặc cốt thép sợi cường độ cao thuộc nhóm B - II, B_P - II.

Các loại cốt thép đều cần phải có tính hàn tốt để thuận tiện gia công (các cốt thép thuộc nhóm A). Tuy nhiên, khi hàm lượng cacbon trong thép cao hơn 0,5% thì tính chịu hàn của thép kém đi. Cần đặc biệt chú ý không được hàn các loại cốt thép đã gia công nhiệt để tăng độ bền cũng như không được hàn các sợi cốt thép cường độ cao vì quá trình hàn sẽ làm mất hiệu quả tăng độ bền và hạ thấp độ bền của cốt thép.

Bảng 3.3

CƯỜNG ĐỘ TIÊU CHUẨN R_t^c VÀ TÍNH TOÁN R_t (kG/cm^2) CỦA CỐT THÉP THƯỜNG KHI TÍNH VỀ CƯỜNG ĐỘ (CHỊU KÉO VÀ CHỊU NÉN)

Loại cốt thép	R_t^c	R_t và R'_t
Loại A - I cán nóng, tròn trơn bằng thép số hiệu BMCT3CII	2400	1900
Loại A - II cán nóng, có gờ, bằng thép lò Mactanh số hiệu CT5CII (đường kính đến 40mm) và 18Г2С (đường kính từ 45 đến 90mm)	3000	2400
Loại A - III cán nóng, có gờ, bằng thép số hiệu 35Г2С và 35Г2С (đường kính đến 40mm) và 18Г2С (đường kính từ 6 đến 8mm)	4000	3000

Bảng 3.4

MÔ ĐUN ĐÀN HỒI CỦA CỐT THÉP E_t (kG/cm^2)

Loại cốt thép	E_t
Cốt thép cán nóng loại A - I và A - II	2100000
Cốt thép cán nóng loại A - III và A - IV	2000000
Cốt thép sợi cường độ cao tròn trơn hoặc có gờ, các bộ thép cường độ cao (loại bện tao 7 sợi)	1800000

b. Các sản phẩm cốt thép thường chế sẵn

Việc dùng các sản phẩm cốt thép thường đã được chế tạo sẵn, sẽ làm tăng mức độ công nghiệp hoá xây dựng và tăng năng suất lao động. Các sản phẩm đó là các loại khung cốt thép hàn. Ưu điểm của chúng so với khi dùng khung cốt thép buộc và lưới cốt thép buộc là chúng cứng hơn, tốn ít công chế tạo hơn.

Các khung cốt thép buộc và lưới cốt thép buộc cũng nên được dùng trong các kết cấu bê tông cốt thép đúc tại chỗ có hình dạng phức tạp, với số lượng ít cốt thép hoặc dùng trong những kết cấu phải chịu tác dụng trực tiếp của tải trọng động.

Trong xây dựng dân dụng và công nghiệp, người ta đã tiêu chuẩn hoá các kiểu loại và kích thước các lưới cốt thép hàn, khung cốt thép hàn chế sẵn. Tuy nhiên, trong xây dựng cầu chưa làm được như vậy.

3.2. Phạm vi áp dụng của cầu bê tông cốt thép

Trong các cầu đường sắt thường chỉ áp dụng các cầu dầm giản đơn có chiều dài nhịp không quá 33m. Đối với kết cấu nhịp lớn hơn và với các sơ đồ tĩnh học khác, người ta thường làm cầu thép.

Trong các cầu ô tô, kết cấu bê tông cốt thép thường và bê tông cốt thép dự ứng lực được dùng rộng rãi với đủ mọi chiều dài nhịp từ 3 mét đến 360 mét. Và đủ mọi sơ đồ tĩnh học (cầu dầm, cầu vòm, cầu khung, cầu hệ thống liên hợp...), đủ hình dạng khác nhau.

Trên các tuyến đường sắt và tuyến đường ô tô, các cầu nhỏ và công thường chiếm khoảng 80 đến 90% số lượng các công trình nhân tạo trên đường. Do đó hợp lý nhất về mặt duy tu khai thác là làm các công trình đó bằng kết cấu bê tông cốt thép, để dành kết cấu thép cho những nhịp dài, nhịp cầu đường sắt.

Tại các tuyến đường cấp cao, tại chỗ giao thường thực hiện nút giao khác mức để không làm hạn chế tốc độ xe chạy và bảo đảm an toàn. Phương án làm cầu vượt bê tông cốt thép là tốt nhất.

3.3. Cấu tạo chung các bộ phận mặt cầu

Phần mặt cầu bao gồm các bộ phận sau:

- Các lớp phủ mặt cầu xe chạy.
- Lề người đi và lan can trên cầu.
- Ống thoát nước.
- Khe biến dạng.

Mỗi bộ phận có nhiều kiểu cấu tạo khác nhau được áp dụng linh hoạt tùy từng trường hợp cụ thể.

3.3.1. Các lớp phủ mặt cầu đường ô tô (Road Surfaces)

Cấu tạo các lớp phủ mặt cầu ô tô có thể gồm các lớp như sau (tính từ trên xuống dưới).

- Lớp bê tông nhựa, dày 5cm.
- Lớp bê tông bảo vệ cho lớp phòng nước, dày 4cm.
- Lớp phòng nước bằng giấy dầu hoặc bao tải tẩm nhựa đường, dày 1cm.

- Lớp mũi luyên (lớp đệm tạo dốc ngang cầu thoát nước) có độ dày thay đổi tùy theo khổ cầu, ở sát gờ vỉa lớp này có chiều dày 1cm rồi tăng dần theo độ dốc ngang.

Trong lớp bê tông bảo vệ nói trên của các cầu bê tông cốt thép lắp ghép thường đặt lưới cốt thép (ô lưới vuông $10 \times 10\text{cm}$) gồm các cốt thép tròn trơn đường kính 4 đến 6mm.

Theo một số đồ án điển hình của Việt Nam, cấu tạo các lớp mặt cầu có thể lấy một trong hai dạng sau đây:

- Trường hợp dùng bê tông nhựa.

+ Lớp trên cùng là bê tông nhựa dày 5cm.

+ Bên dưới là lớp bê tông xi măng mác 300, dày 5cm, trong lớp này đặt lưới cốt thép đường kính 6mm, ô lưới vuông $10 \times 10\text{cm}$.

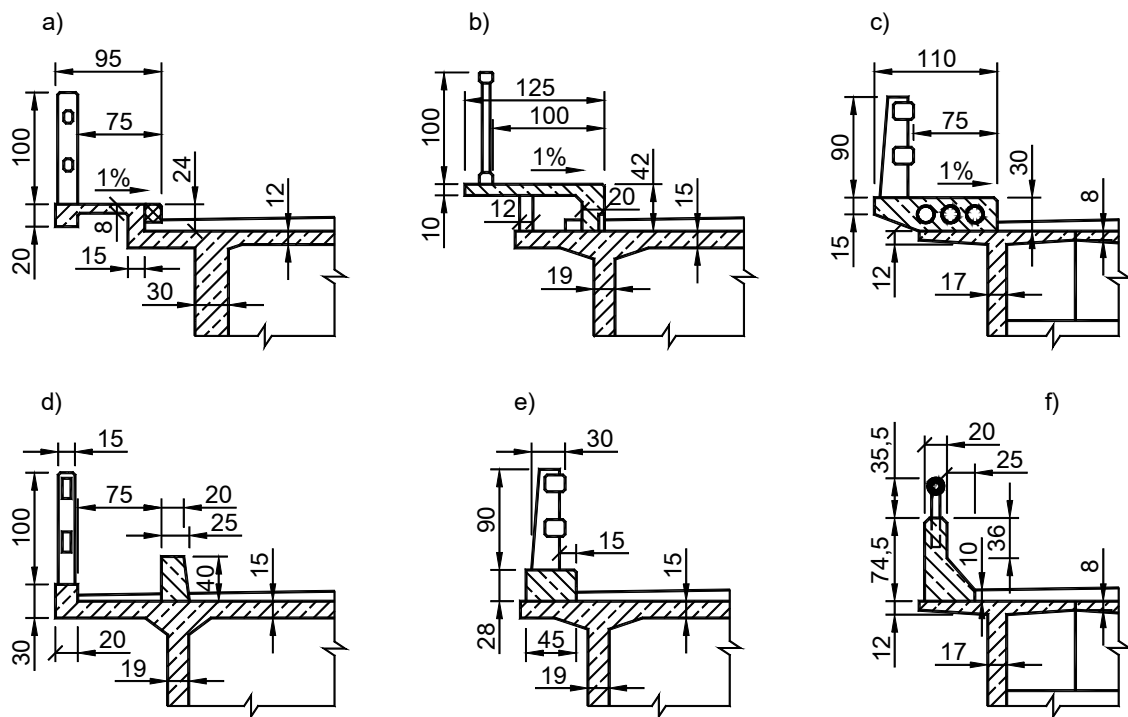
- Trường hợp không dùng bê tông nhựa.

Chỉ có lớp bê tông xi măng mác 300, dày 8cm, đổ tại chỗ trên mặt dầm đã lắp ghép xong. Trong lớp này cũng đặt lưới cốt thép đường kính 6mm, ô lưới vuông $10 \times 10\text{cm}$.

3.3.2. *Lề người đi và lan can trên cầu (Sidewalk Width and Railings)*

Cấu tạo lề người đi và lan can trên cầu rất đa dạng. Các dạng cấu tạo điển hình của lề người đi và lan can thể hiện trên hình 3.2. Chiều rộng của mỗi lề người đi trên cầu được quy định là bội số của 75cm, tùy thuộc vào lưu lượng người đi bộ qua cầu (theo quy định ở mục 2.2.2 chương 2). Chiều rộng một dải lề người đi kê sát đường xe chạy lấy khoảng 100cm (phần người đi 75cm và dải bảo vệ 25cm). Hiện nay trong nhiều đồ án thiết kế ta thường thấy không bố trí lề người đi (hình 3.2e và 3.2f), vì vậy chỉ có dải bảo vệ rộng 25cm hoặc 50cm.

Trên bề mặt lề người đi cần rải lớp bê tông nhựa nóng hoặc láng vữa xi măng mỏng 2 đến 2,5cm, với độ dốc ngang 1% về phía phần xe chạy. Hiện nay trong các thiết kế định hình thường chọn môđun kích thước nhịp của dầm bê tông cốt thép là bội số của 3m. Do đó các khối lề người đi lắp ghép và khối lan can lắp ghép thường dài 2,99m để có thể sản xuất định hình hàng loạt rồi lắp cho các cầu dài khác nhau.



Hình 3.2 Cấu tạo lan can và lề người đi trên cầu bê tông cốt thép

(kích thước ghi trên hình vẽ tính bằng cm)

- a) - Lề người đi toàn khối; b và c) - Lề nhười đi lắp ghép
- d) - Lề người đi ngăn cách với mặt xe chạy bằng gờ chắn bánh xe
- e và f) - Cầu không bố trí lề người đi

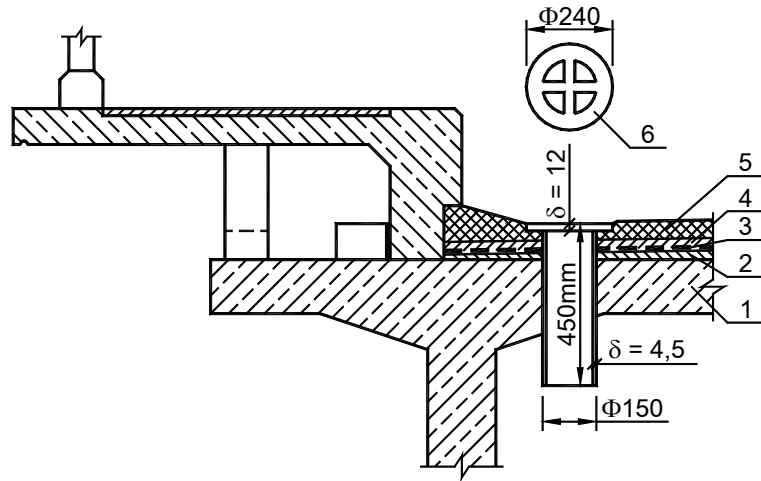
Lan can trên cầu có tác dụng phòng hộ cho người đi trên cầu và định hướng cho các phương tiện giao thông ra hoặc vào cầu. Lan can có thể được làm bằng đá xây, thép hình, thép ống, hoặc bê tông cốt thép tùy trường hợp cụ thể. Các dạng lan can rất phong phú và đa dạng được sáng tạo ra tùy theo quan điểm kỹ thuật, an toàn sử dụng cầu và vẻ đẹp kiến trúc.

3.3.3. Ống thoát nước (Scupper)

Nước mưa từ mặt cầu theo độ dốc ngang của phần xe chạy và của lề người đi chảy về mép tiếp giáp giữa dải bảo vệ và phần xe chạy, chảy theo độ dốc dọc về các miệng ống thoát nước. Do điều kiện khí hậu Việt Nam thường có mưa nhiều và mưa tập trung, các ống thoát nước phải có đường kính ít nhất là 150mm và làm bằng các vật liệu bền chịu được ăn mòn của khí quyển. Trên mặt ống phải có nắp chắn rác. Cần bố trí các ống thoát nước sao cho nước mưa thoát nhanh và không bị thấm vào mặt ngoài của cầu hoặc chảy lên nền đường chui qua dưới gầm cầu (nếu có). Vì vậy trong trường hợp cần thiết có thể đặt ống máng dọc, ống thoát nước thẳng đứng hoặc giếng tụ nước.

Tuy ống thoát nước chỉ là một chi tiết nhỏ trên cầu, giá thành không đáng kể so với giá thành cả công trình cầu. Nhưng nếu thiết kế chúng không hợp lý và thi công sai sót sẽ làm giảm tuổi thọ chung của cầu. Thực tế ở nước ta chỉ sau 10 đến 12 năm khai thác cầu đã xuất hiện nhiều hư hỏng bê tông và cốt thép ở lân cận ống thoát nước.

Một dạng điển hình của ống thoát nước (hình 3.3). Ống thoát nước có thể làm bằng gang đúc hoặc bằng tôn dày uốn cong hàn lại, hoặc bằng ống thép, ống chất dẻo. Bên trong và bên ngoài ống cần được quét sơn nhựa đường trước khi lắp đặt ống. Khoảng cách theo dọc cầu giữa các ống thường lấy từ 6 đến 10 mét cho ít nhất 1m² diện tích hứng nước mưa của mặt cầu thì ứng với 1cm² diện tích ống thoát nước.



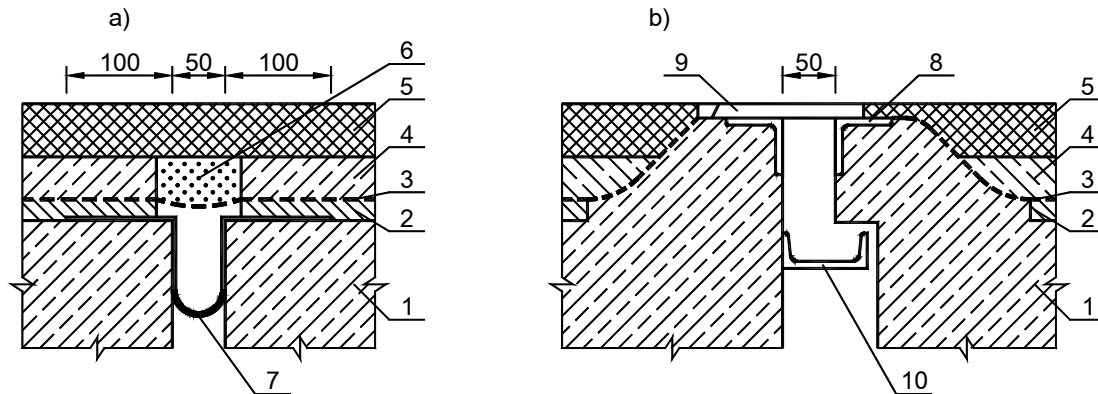
Hình 3.3 Cấu tạo ống thoát nước thẳng đứng

1 - Bản bê tông mặt cầu; 2 - Lớp tạo dốc; 3 - Tầng phòng nước; 4 - Lớp bảo vệ bằng BTCT
5 - Lớp bê tông nhựa; 6 - Nắp chắn rác

3.3.4. Khe biến dạng (Bridge joints)

Khe biến dạng đặt ở vị trí đầu kết cấu nhịp nối với kết cấu nhịp tiếp theo hoặc nối với móng cầu. Khe biến dạng phải bảo đảm cho các đầu kết cấu nhịp có thể chuyển vị xoay và chuyển vị dài một cách tự do dưới tác dụng của tải trọng, của sự thay đổi nhiệt độ và của các

yếu tố khác, phù hợp với sơ đồ tính toán của kết cấu nhịp. Mặt khác, khe biến dạng phải đảm bảo cho xe chạy qua êm thuận, không cho nước từ mặt cầu chảy xuống đầu kết cấu nhịp và xuống đỉnh trụ, móng. Đối với các cầu nhỏ, cấu tạo khe biến dạng rất đơn giản. Nhịp cầu càng dài, tải trọng càng lớn thì cấu tạo khe biến dạng càng phức tạp.



Hình 3.4 Cấu tạo khe biến dạng

(Kích thước ghi trên hình vẽ tính bằng mm)

a) - Loại có lớp phủ mặt cầu liên tục; b) - Loại có lớp phủ mặt cầu gián đoạn

- 1 - Bản bê tông mặt cầu; 2 - Lớp tạo dốc; 3 - Tầng phòng nước
 4 - Lớp bảo vệ bằng BTCT; 5 - Lớp bê tông nhựa; 6 - Matit bitum
 7 - Chi tiết bù bằng đồng thau hoặc tôn tráng kẽm; 8 - Thép góc
 9 - Thép bản dầy trượt kiểu cài răng lược; 10 - Thép hình máng

Trong các cầu ô tô, nếu chuyển vị cỡ 0,5 đến 1cm thì lớp phủ mặt cầu đặt liên tục qua khe biến dạng (hình 3.4a). Khe hở được đặt tấm tôn tráng kẽm làm chi tiết bù mềm. Các đầu chi tiết bù được liên kết chặt với bê tông của hai kết cấu nhịp. Tầng phòng nước được đặt liên tục bên trên chi tiết bù. Trên đó là matit bitum lấp chỗ gián đoạn của lớp bê tông bảo vệ. Để tránh cho lớp bê tông nhựa trên cũng không bị nứt tại vị trí khe biến dạng, cần đặt bên trên lớp bê tông bảo vệ một lớp giấy dầu dài 1 đến 1,5m. Nếu chuyển vị lớn từ 1,5 đến 2cm thì phải làm gián đoạn các lớp phủ mặt cầu và thay bằng bản thép đặt đúng cao độ mặt cầu (hình 3.4b). Các mép bản bê tông cốt thép đều có thép góc viền bảo vệ. Để thoát nước phải đặt máng thoát nước theo hướng ngang cầu. Bản thép có thể trượt được dọc cầu. Nếu chuyển vị càng lớn thì bản thép trượt càng dày và có thể phải đặt các lò xo thẳng đứng để ép chặt bản thép trượt vào bản thép cố định.

3.4. Cầu bản mỏng nhẹ bê tông cốt thép thường (Slab superstructures)

Với khẩu độ tĩnh không quá 6m, một nhịp, các cầu ô tô thường được làm theo kiểu cầu bản mỏng nhẹ bốn khớp (hình 3.5). Sơ đồ tĩnh học của cầu là một khung chữ nhật có bốn khớp. Trong đó hai thanh đứng là hai tường móng nhẹ, thanh ngang trên chính là kết cấu nhịp bản, thanh ngang dưới là các thanh chống bằng bê tông cốt thép (thường bố trí ba thanh chống cho một nhịp). Về mặt kết cấu, đây là sơ đồ kết cấu biến dạng hình học. Tuy nhiên vì kết cấu bị ngàm chặt trong đất, chịu áp lực đẩy ngang cân bằng lẫn nhau nên không bị biến dạng hình học.

Trong khi thi công cầu, chỉ được tiến hành đắp đất sau khi đã làm xong kết cấu nhịp bản và các thanh chống. Phải đắp đất theo từng lớp và tiến hành đắp đồng thời cả hai bên sau móng để các lực đẩy ngang do đất đắp vào cầu gần như cân bằng nhau.

Tường mỏng nhẹ chịu mômen uốn rất nhỏ so với tường mỏng nặng thông thường (với sơ đồ chịu lực như dầm hẫng thẳng đứng). Do đó tường mỏng chỉ bằng 1/7 đến 1/6 chiều cao của nó. Mỏng được chôn trong đất với chiều sâu tối thiểu là 1,5m, tường cánh mỏng có thể thẳng hoặc chéo xiên góc khoảng từ 20^0 đến 40^0 so với trục ngang cầu.

Thông thường kết cấu nhịp bản được làm bằng bê tông cốt thép mác 200, tường thân mỏng bằng đá xây hoặc bê tông hay bê tông cốt thép mác 150, mũ mỏng bằng bê tông cốt thép mác 200. Các cốt thép neo kết cấu nhịp bản vào mũ mỏng, đặt cách nhau từ 0,5 đến 1m, có đường kính bằng đường kính cốt thép chủ của kết cấu bản.

Kết cấu nhịp bản có thể thi công đổ tại chỗ hoặc lắp ghép, thường có chiều dày từ 1/18 đến 1/12 nhịp tính toán của bản.

3.4.1. Kết cấu nhịp bản toàn khối

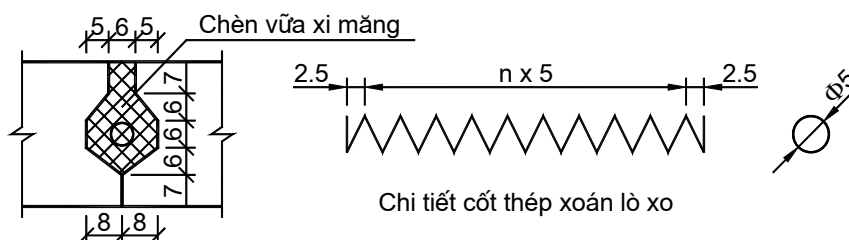
Kết cấu bản bằng bê tông cốt thép mác 200, cốt thép dọc chủ chịu lực bố trí rời từng thanh loại tròn trơn nhóm A - I hoặc có gờ nhóm A - II. Ở gần gối cần phải uốn khoảng 30 đến 50% cốt thép dọc chịu lực ở dưới lên tại hai hoặc ba chỗ, cách gối trong khoảng 1/6 đến 1/4 khẩu độ nhịp. Góc uốn thông thường tốt nhất đối với kết cấu nhịp bản là 30^0 (vì bê dày bản mỏng). Các cốt thép phân bố loại tròn trơn nhóm A - I có đường kính 8mm được đặt tại các vị trí có cốt dọc uốn xiên và những chỗ khác đặt theo mật độ không ít hơn 4 thanh trên 1m dài.

Hình 3.6 giới thiệu kết cấu nhịp bản toàn khối khẩu độ tính không là 3m, chiều dày bản 22cm, khẩu độ tính toán 3,22m và chiều dài bản 3,58m, bản được thiết kế khổ cầu K - 7 + 2 × 0,25m, không lề người đi, tải trọng thiết kế H - 10; X - 60.

3.4.2. Kết cấu nhịp bản lắp ghép

Để đơn giản về cấu tạo, kết cấu bản được chia thành từng khối lắp ghép và thường dùng dạng mặt cắt ngang các khối hình chữ nhật (khối giữa) và hình chữ L (khối biên) với bê mặt bên có khoét lõm vào để sau khi đặt tất cả các khối bản vào vị trí thì thi công các mối nối kiểu chốt giữa chúng (còn gọi là mối nối ướm, được dùng phổ biến hơn cả). Cốt thép dọc chủ chịu lực trong các khối cũng bố trí rời từng thanh và sử dụng loại cốt thép như cầu bản toàn khối, thông thường không bố trí cốt thép xiên, mà chỉ bố trí có cốt thép dọc và cốt thép cấu tạo để liên kết thay cho cốt thép đai bằng thép tròn trơn đường kính 6 hoặc 8mm đặt cách nhau không ít hơn 4 thanh trên 1m dài. Bê tông bản mác 200 hoặc có thể mác 250.

Trên hình 3.7 là cầu tạo kết cấu nhịp bản với $L_0 = 6m$, chiều dài bản $6,58m$, bề dày bản $32cm$, khẩu độ tính toán $6,32m$, khổ cầu K - 7 không lề người đi, tải trọng thiết kế H - 10; X - 60. Các khối bản nằm giữa rộng $100cm$, hai khối biên rộng $75cm$ có gờ để đặt lan can. Để phù hợp với sơ đồ cầu bản mỏng bốn khớp, mỗi đầu khối phải chừa hai lỗ để lồng vào cốt thép chờ sẵn trên đỉnh hai móng. Sau khi đặt xong các khối bản sát nhau, đặt các đoạn cốt thép xoắn lò xo trong khe hở dọc giữa các khối bản đó rồi chèn vữa xi măng lấp kín khe (hình 3.8). Như vậy đã tạo được mối nối kiểu chốt giữa các khối bản.



Hình 3.8 Cầu tạo mối nối kết cấu nhịp bản lắp ghép $L_0 = 6m$, $L = 6.58m$
(Kích thước ghi trên hình vẽ tính bằng cm)

3.5. Kết cấu nhịp cầu dầm giản đơn bê tông cốt thép thường (Normal-Density Concrete)

3.5.1. Giới thiệu chung

Kết cấu nhịp dầm nói chung phải đạt được nguyên tắc sử dụng vật liệu hợp lý hơn so với kết cấu nhịp bản. Vùng chịu nén của dầm có kể cả phần bản xe chạy, còn vùng chịu kéo bê tông không làm việc giảm đi đáng kể. Cốt thép làm việc vùng kéo được tập trung trong sườn dầm, nên sườn dầm có thể làm mỏng. Chiều dày của sườn dầm chủ được xác định theo trị số của ứng suất kéo chủ, ứng suất cục bộ cũng như yêu cầu về điều kiện chế tạo, chiều dày sườn dầm nhỏ nhất không được nhỏ hơn $15cm$, nếu không việc đổ bê tông rất khó khăn.

Khoảng cách giữa các dầm chủ từ điều kiện thiết kế bản mặt cầu (cánh dầm) là hợp lý nhất (tính toán xác định chiều dày và bố trí cốt thép trong bản mặt cầu như đối với cầu bản).

Dầm chủ là dầm dọc chịu lực chủ yếu của kết cấu nhịp được đặt trên mô trụ. Đối với kết cấu nhịp toàn khối số dầm chủ phụ thuộc vào khổ cầu và thường không ít hơn hai dầm. Kết cấu nhịp lắp ghép, việc xác định số lượng dầm chủ trước hết là từ điều kiện thi công. Bởi vì nếu dầm to lớn quá, nặng nề gây khó khăn cho việc vận chuyển và lắp ghép.

Trường hợp kết cấu nhịp đòi hỏi phải hạn chế chiều cao xây dựng thì phải tăng số lượng dầm dọc. Trong cầu lắp ghép hình dáng tiết diện ngang của cầu kiện phụ thuộc vào biện pháp phân chia kết cấu nhịp thành cầu kiện.

Hình dáng, kích thước có lợi nhất của cầu kiện phải dựa trên cơ sở tổng hợp tất cả các điều kiện kỹ thuật (tính chất chịu lực) và lý do sản xuất (điều kiện thi công).

Dầm ngang (nếu có) để liên kết các dầm chủ và tăng cường độ cứng cho kết cấu nhịp và phân bố tải trọng xuống các dầm chủ được đều hơn. Dầm dọc phụ (nếu có) để giảm khâu độ cho bản mặt cầu.

Kết cấu nhịp cầu dầm giản đơn bê tông cốt thép thường được thiết kế với chiều dài thông thường từ 9 đến 21m (cá biệt lên tới 24m).

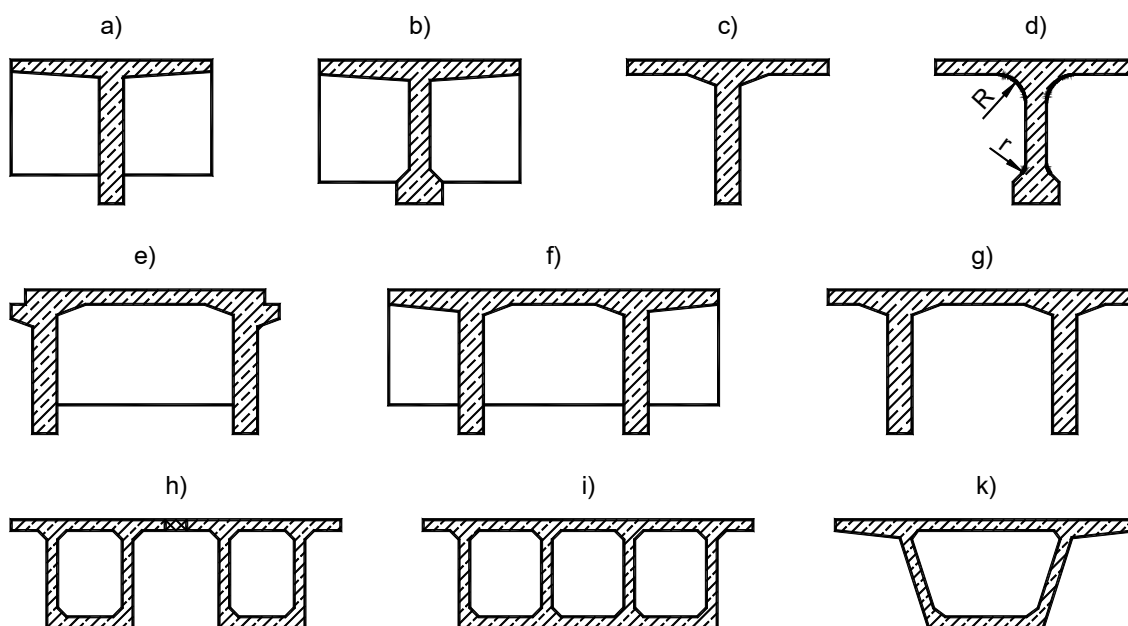
3.5.2. Nguyên tắc cơ bản trong thiết kế (Design Principles)

a. Yêu cầu cơ bản

Kết cấu nhịp bao gồm: dầm dọc, bản mặt cầu và dầm ngang (nếu có) phải bảo đảm được sự làm việc chung của kết cấu nhịp. Kích thước và trọng lượng của kết cấu lắp ghép phải bảo đảm yêu cầu về vận chuyển và phương tiện lao lắp. Hình dáng của cầu kiện phải đơn giản để thuận lợi cho chế tạo và hạn chế số lượng mối nối. Trong tính toán thiết kế nhất thiết phải liên hệ đến công tác thi công kết cấu nhịp.

b. Cấu tạo mặt cắt ngang của dầm chủ

Các dạng mặt cắt ngang thường dùng cho dầm chủ cầu bê tông cốt thép thể hiện trên hình 3.9. Để bảo đảm thỏa mãn các yêu cầu của nguyên tắc thiết kế đối với kết cấu nhịp lắp ghép được phân chia thành những khối theo các dầm thực hiện mỗi nối dọc, tiết diện mặt cắt ngang dạng chữ T và chữ Π và hình hộp thành mỏng. Đối với kết cấu nhịp toàn khối dầm chủ tiết diện chữ T nhưng được đúc liền khối



Hình 3.9 Các dạng mặt cắt ngang thường dùng cho dầm chủ cầu bê tông cốt thép a); b); c) và d) - Mặt cắt ngang dạng chữ T; e); f) và g) - Mặt cắt ngang dạng chữ II h); i) và k) - Mặt cắt ngang dạng hình hộp thành mỏng

- Đối với mặt cắt dạng chữ T có cấu tạo đơn giản, chế tạo dễ dàng, lao lắp ổn định, được dùng phổ biến.

- Đối với mặt cắt dạng chữ II và hình hộp thành mỏng có độ cứng lớn, kết cấu nhịp chịu xoắn tốt, tiết kiệm vật liệu, sử dụng trong cầu nhịp lớn. Nhưng với mặt cắt dạng này có nhược điểm là chế tạo phức tạp.

- Kết cấu nhịp có dầm ngang có tác dụng tăng độ cứng ngang cho kết cấu nhịp và bảo đảm cho các dầm cùng làm việc dưới tác dụng của tải trọng. Dầm ngang bố trí ít nhất ba dầm một nhịp tại đầu dầm ở vị trí gối và tại giữa nhịp.

- Kết cấu nhịp không dầm ngang chế tạo đơn giản, dễ dàng tháo lắp ván khuôn nhưng độ cứng nhỏ cầu dễ bị rung khi hoạt tải qua cầu.

3.5.3. Cấu tạo chung kết cấu nhịp cầu giản đơn bê tông cốt thép thường

a. Kết cấu nhịp toàn khối (thi công đúc tại chỗ) (Cast-Place Concrete)

Tiết diện mặt cắt ngang chủ yếu dạng chữ T có chiều cao dầm không thay đổi. Chiều

cao dầm: $h = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{16} \right) l$ với l là chiều dài nhịp. Số lượng dầm chủ thường từ 2 đến 4 (trường hợp có hai dầm chủ thì bố trí dầm dọc phụ ở giữa).

Dầm ngang bố trí cách nhau từ 2,5 ÷ 4m (ít nhất 3 dầm ngang một nhịp). Dầm ngang đầu dầm bố trí tại vị trí gối và có chiều cao bằng chiều cao dầm chủ các dầm ngang còn lại chiều cao bằng 0,7 đến 0,8 chiều cao dầm chủ.

Bề rộng sườn dầm có thể chọn theo tỷ lệ với chiều cao dầm:

$$b = \left(\frac{1}{2,5} \div \frac{1}{4} \right) h \quad \text{Khi bố trí cốt thép rời từng thanh.}$$

$$b = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{8} \right) h \quad \text{Khi bố trí cốt thép khung hàn.}$$

Trong đó: h là chiều cao dầm chủ.

Bê tông dầm mác nhỏ nhất là 200, cốt thép dọc chịu lực loại tròn trơn nhóm A - I hoặc có gờ nhóm A - II, cốt thép đai và cốt thép cấu tạo dùng cốt thép tròn trơn nhóm A - I.

Bản vẽ tổng thể của kết cấu nhịp cần phải thể hiện đầy đủ các kích thước hình học của kết cấu nhịp và các mặt cắt, hình chiếu sao cho thể hiện được đầy đủ và cơ bản về yếu tố hình học của kết cấu nhịp được thiết kế. Thông thường bản vẽ thể hiện 1/2 mặt chính, 1/2 mặt cắt dọc và 1/4 hoặc 1/2 mặt bằng và mạng dầm cùng một tỷ lệ, còn mặt cắt ngang có thể vẽ thể hiện đầy đủ cả mặt cắt ngang (mặt cắt không đối xứng) hoặc chỉ cần 1/2 mặt cắt hay cả mặt cắt ngang (mặt cắt đối xứng). Mặt cắt ngang có thể vẽ với tỷ lệ lớn hơn vì có nhiều góc cạnh, và phải ghi nhiều kích thước. Ngoài các mặt cắt ra bản vẽ có thêm phần chú thích hoặc bảng biểu mà trên bản vẽ chưa thể hiện được.

Hình 3.10 là ví dụ cấu tạo một kết cấu nhịp bê tông cốt thép toàn khối có khẩu độ tĩnh không $L_0 = 15\text{m}$, chiều dài nhịp $L = 16,76\text{m}$. Khổ cầu rộng 6m cho hai làn xe chạy và hai làn người đi rộng 0,75m. Hoạt tải thiết kế là đoàn ô tô tiêu chuẩn H - 10 và xe xích X - 60. Bê tông dùng mác 200. Cốt thép dọc chủ loại có gờ nhóm A - II, cốt thép đai và cốt thép dọc phụ loại tròn trơn nhóm A - I.

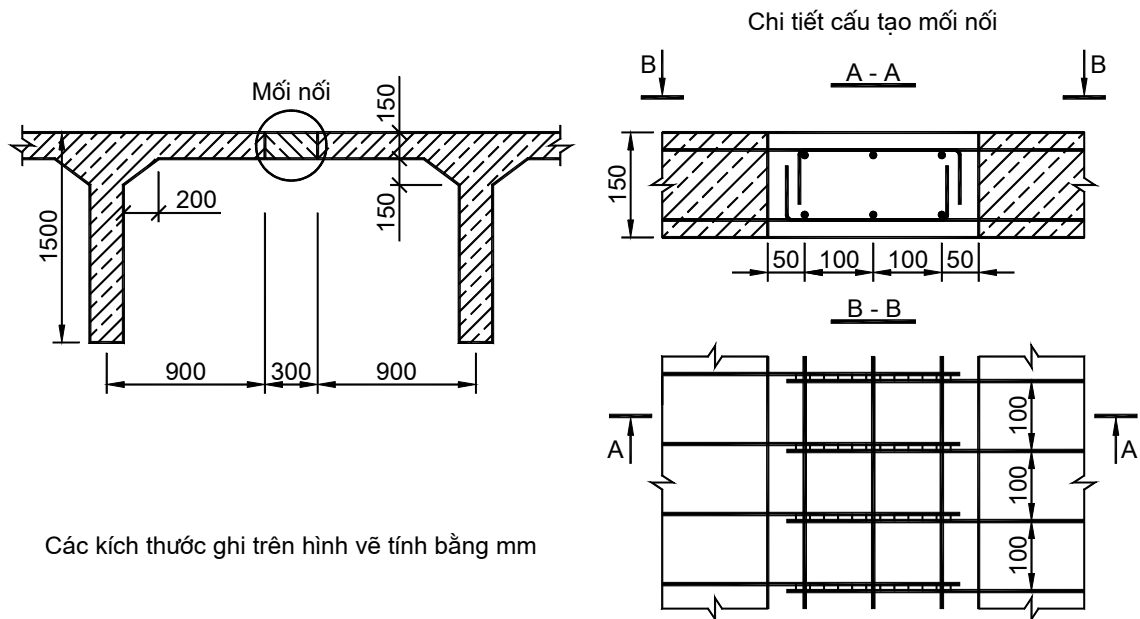
b. Kết cấu nhịp lắp ghép (Precast Members)

Khoảng cách giữa các dầm chủ từ $1,2 \div 1,65\text{m}$ đối với mặt cắt ngang hình chữ T có mối nối dầm ngang, bản hằng hoặc cách nhau từ $1,7 \div 2,5\text{m}$ đối với dạng mặt cắt chữ T không có dầm ngang hoặc chỉ bố trí ba dầm ngang một nhịp và thực hiện mối nối ở bản mặt cầu. Chiều cao dầm : $h = (1/8 \div 1/18)l$. Chiều dày sườn dầm $b = (0,12 \div 0,2)h$ và không nhỏ hơn 15cm, nếu cần bố trí cốt thép nhiều mà hạn chế chiều cao dầm thì sườn dầm phải mở rộng

bầu. Bê tông đầm mác 250 đến 300. Cốt thép chủ chịu lực nhóm A - II đặt kiểu khung hàn, cốt thép đai và cốt thép cấu tạo dùng cốt thép tròn trơn nhóm A - I.

Do kết cấu nhịp lắp ghép và thông thường là phân chia kết cấu nhịp thành những khối theo các dầm thực hiện mỗi nối dọc. Vì vậy trong các hồ sơ thiết kế, nhất thiết phải thể hiện rõ cấu tạo của mỗi nối. Sau đây là cấu tạo của hai loại mỗi nối thường gặp:

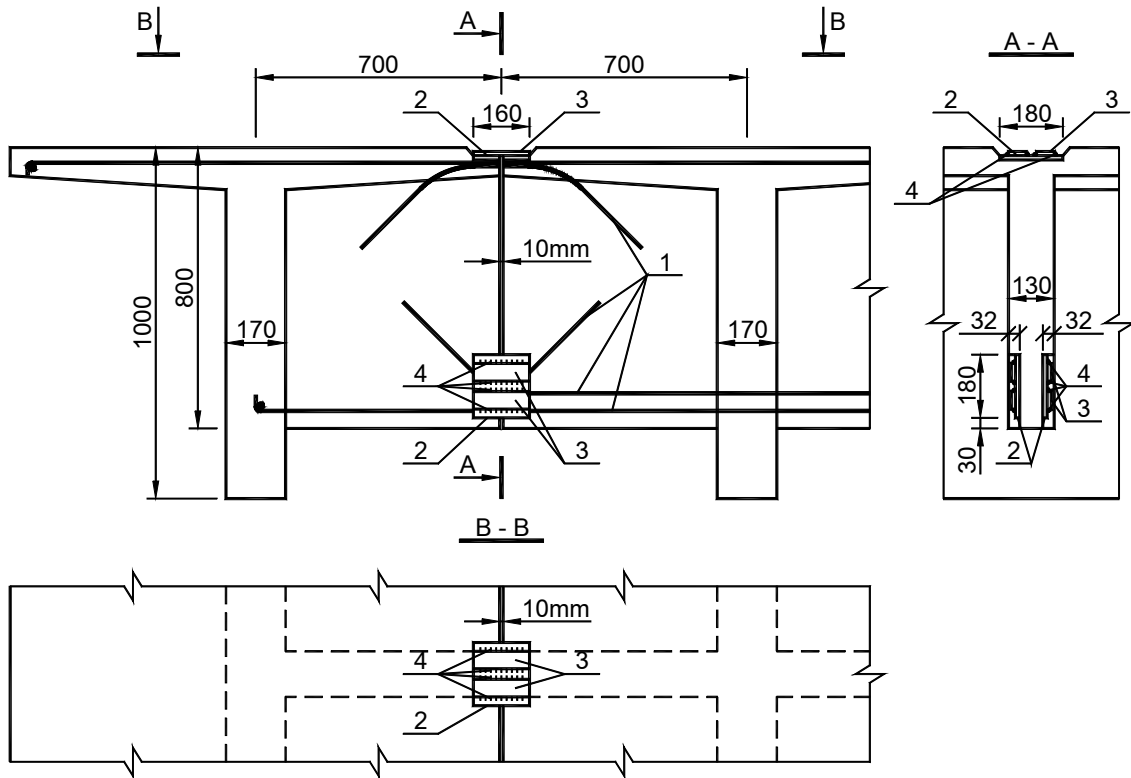
- Mỗi nối ở bản mặt cầu có cấu tạo trên hình 3.11: Mỗi nối này áp dụng cho kết cấu nhịp lắp ghép không dầm ngang hoặc chỉ có ba dầm ngang một nhịp. Cho nên bản mặt cầu làm việc như bản kê trên hai cạnh liên kết ngàm ở chỗ tiếp giáp giữa bản cánh dầm và sườn dầm. Vì vậy đòi hỏi cốt thép trong bản phải đặt cả phía trên và phía dưới đủ khả năng chịu mômen âm cũng như mômen dương và lực cắt trong bản. Như vậy bề rộng mỗi nối phải đủ rộng (thông thường mỗi nối kiểu này được thiết kế với bề rộng từ 30 đến 60cm).



Hình 3.11 Mỗi nối ở bản mặt cầu đối với cầu dầm BTCT lắp ghép không dầm ngang

- Mỗi nối ở dầm ngang

Sơ đồ vị trí và cấu tạo mỗi nối hàn các bản thép chờ ở dầm ngang được vẽ trên hình 3.12. Khi thực hiện mỗi nối kiểu này thì bản mặt cầu làm việc như một dầm hằng có liên kết ngàm tại chỗ tiếp giáp giữa bản cánh dầm và sườn dầm, cốt thép trong bản chỉ đặt ở phía trên. Kiểu mỗi nối này được dùng nhiều nhất, vì có ưu điểm là thi công nhanh, vững chắc. Sau khi hàn nối xong, cần đánh sạch rỉ và trát vữa lấp kín các khe hở và phủ bản thép hàn nối.



Hình 3.12 Sơ đồ vị trí và cấu tạo mối nối hàn các bản thép chờ ở dầm ngang
(kích thước ghi trên hình vẽ tính bằng mm)

- 1 - Cốt thép dầm ngang; 2 - Bản thép chờ dày 12mm ở dầm ngang
3 - Thép bản $50 \times 12 \times 150\text{mm}$; 4 - Đường hàn dày 12mm

Bản vẽ tổng thể của kết cấu nhịp được thể hiện cơ bản như kết cấu nhịp toàn khối. Nhưng với kết cấu nhịp lắp ghép còn phải có một số hình vẽ phụ kèm theo mới thể hiện được đầy đủ.

Hình 3.13 là ví dụ cấu tạo một kết cấu nhịp bê tông cốt thép lắp ghép chiều dài nhịp $L = 15\text{m}$. Kết cấu nhịp có dầm ngang, thực hiện liên kết ở dầm ngang có cấu tạo như hình 3.12, khe hở giữa cánh dầm được chèn vữa xi măng. Khổ cầu rộng 7m cho hai làn xe chạy và hai lề người đi rộng 0,75m. Hoạt tải thiết kế là đoàn ô tô tiêu chuẩn H - 30 và xe bánh đặc biệt XB - 80. Bê tông dầm dọc và dầm ngang mác 300, bê tông lề người đi và lan can mác 250 còn bê tông lớp phủ mặt cầu mác 200. Cốt thép dọc chủ loại có gờ chủ nhóm A - II, cốt thép đai và cốt thép dọc phụ loại tròn trơn nhóm A - I.

3.5.4. Nguyên tắc đặt cốt thép

Đối với dầm cầu bê tông cốt thép có nhiều góc cạnh, bố trí nhiều cốt thép. Số lượng, đường kính và hàm lượng cốt thép đặt trong dầm được xác định theo tính toán. Tất cả các cốt thép trong dầm được phân ra hai loại theo tác dụng chính là:

- Cốt thép chịu lực: được bố trí theo yêu cầu chịu lực và được xác định bằng tính toán bảo đảm dầm đủ chịu tác dụng của tải trọng.

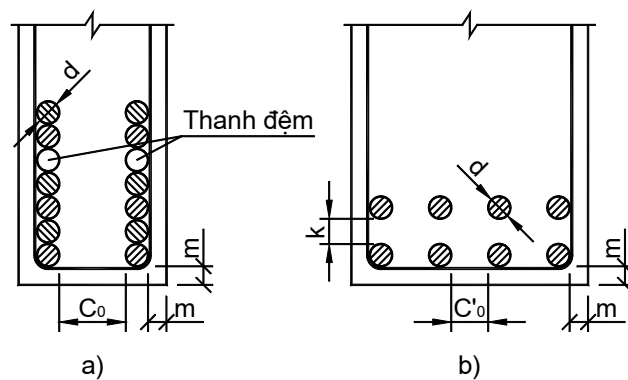
- Cốt thép cấu tạo (còn gọi là cốt thép thi công): bố trí theo yêu cầu cấu tạo để bảo đảm đáp ứng yêu cầu trong thi công và chống biến dạng do co ngót của bê tông, ngăn ngừa các vết nứt xuất hiện hoặc các yếu tố ảnh hưởng khác.

a. Tác dụng và nguyên tắc đặt các loại cốt thép

- Cốt thép chủ (Longitudianl Reinforcement)

Có tác dụng chịu ứng suất kéo của mặt cắt ngang, là các cốt thép thanh tròn trơn hoặc có gờ. Đường kính cốt thép chủ của dầm dọc chính thường từ $\Phi 22$ đến $\Phi 32\text{mm}$, cốt rập chủ của dầm ngang $\Phi 14$ đến $\Phi 16\text{mm}$. Không nên dùng các cốt thép chủ chịu kéo bằng nhiều loại cốt thép khác nhau trong cùng một mặt cắt dầm.

Quy cách đặt cốt thép chủ thể hiện trên hình 3.14. Ở Việt nam thường áp dụng cách đặt cốt thép rời từng thanh cho dầm cầu bê tông cốt thép toàn khối và đặt cốt thép thành khung hàn cho dầm cầu bê tông cốt thép lắp ghép. Khoảng cách trống giữa các thanh cốt thép đơn lẻ hay bó cốt thép trong mặt phẳng vuông góc với hướng đổ bê tông không được nhỏ hơn 5cm. Khoảng cách giữa cốt thép chủ và ván khuôn (tức là lớp bê tông bảo vệ) không được nhỏ hơn 3cm và cũng không nên dày quá 5cm, vì sẽ dễ nứt do co ngót hay do tải trọng.



Hình 3.14 Quy cách đặt cốt thép chủ trong dầm cầu bê tông cốt thép thường

a) - Đặt cốt thép kiểu khung hàn; b) - Đặt cốt thép rời từng thanh

$$C_0 \geq 2d \text{ và } 5\text{cm}; C'_0 \geq 5\text{cm}; k \geq d \text{ và } 3\text{cm}; 3\text{cm} \leq m \leq 5\text{cm}$$

Khi bố trí cốt thép theo dạng khung hàn (hình 3.14b), cứ cách 3 đến 4 tầng cốt thép lại chừa một quãng rộng bằng đường kính cốt thép chủ bằng cách hàn vào các thanh đệm có chiều dài 6 lần đường kính cốt thép và cách nhau từ 0,8 đến 1m. Các dầm lắp ghép có chiều dài nhịp không quá 21m và sườn dầm không mở bầu thường dùng hai khung cốt thép hàn, trường hợp dầm có mở bầu có thể dùng đến ba hoặc bốn khung cốt thép hàn.

$$\text{Hàm lượng cốt thép : } \mu = \frac{F_t}{bh_0} \quad \text{Trong đó : } F_t - \text{Diện tích cốt thép và } b \text{ là chiều dày}$$

sườn dầm, h_0 là chiều cao có hiệu của tiết diện dầm. Thông thường được lấy sơ bộ như sau: $\mu = 3 \div 5\%$ với dầm cầu bê tông cốt thép lắp ghép và bố trí cốt thép khung hàn ; $\mu = 2 \div 3\%$ với dầm cầu bê tông cốt thép toàn khối và bố trí cốt thép rời từng thanh.

Các đầu cốt thép cần được neo vào vùng chịu nén của mặt cắt ngang dầm. Nhưng cốt thép chịu nén hoặc cốt thép có gờ với hai đầu nằm trong vùng chịu nén thì không cần uốn móc. Các cốt thép tròn trơn cần phải uốn móc ở hai đầu. Cần phải kéo dài các cốt thép khỏi điểm cắt lý thuyết của nó một đoạn ít nhất 20 lần đường kính với cốt thép tròn trơn và 15 lần đường kính với cốt thép có gờ.

- Cốt thép xiên (Shear Transverse Reinforcement)

Do hình bao nội lực mômen uốn trong dầm do tải trọng gây ra có giá trị dương lớn nhất ở giữa nhịp và giảm dần về gần gối. Tương ứng với hình bao mômen của dầm cho nên một số cốt thép chủ đến một vị trí nào đó sẽ không cần thiết nằm ở khu vực chịu kéo phía dưới. Chúng được uốn xiên lên và neo lại vào vùng chịu nén, đoạn uốn xiên lên sẽ tham gia chịu lực cắt.

Góc nghiêng của cốt thép xiên đối với trục dầm thông thường là 45^0 để trùng với phương của ứng suất kéo chủ. Với dầm cao thì góc nghiêng có thể là 60^0 còn với dầm thấp hoặc bản, góc nghiêng có thể là 30^0 . Khi đặt từng thanh cốt thép xiên rời thì chỉ được phép neo vào mỗi thanh cốt thép chủ không quá hai thanh cốt thép xiên cho nửa dầm. Cần phải uốn nghiêng hoặc hàn hay buộc thêm các thanh cốt thép xiên một cách đối xứng so với trục giữa dầm.

Tại chỗ uốn xiên cốt thép thường xuất hiện ứng suất ép dập cục bộ vào bê tông quanh nó. Để giảm các ứng suất này cần phải uốn cong cốt thép với bán kính đủ lớn. Thông thường bán kính uốn cong lấy 10 lần đường kính đối với cốt thép tròn trơn và 12 lần đường kính đối với cốt thép có gờ. Ở những chỗ mà cốt thép chủ không chịu lực (ví dụ tại đầu dầm) có thể uốn với bán kính cong 3 lần đường kính cốt thép.

Trong đoạn dầm có bố trí cốt thép xiên thì bất cứ mặt cắt ngang thẳng đứng nào vuông góc với trục dầm đều phải cắt qua ít nhất một cốt thép xiên. Nếu số lượng cốt thép xiên uốn lên từ cốt thép chủ không đáp ứng quy định trên thì phải bố trí cốt thép xiên phụ có đường kính là $\Phi 16$ hoặc $\Phi 18$.

- Cốt thép dọc phụ (Shrinkage)

Để giảm độ rộng vết nứt do co ngót của bê tông cần đặt cốt thép dọc phụ trên phạm vi chiều cao dầm từ chỗ đặt cốt thép chủ kéo đến sát đáy bản cánh trên. Trong phạm vi 1/3 chiều cao phía dưới của dầm (trừ đoạn chiều cao đã bố trí cốt thép chủ) đặt cốt thép dọc phụ $\Phi 8$ đến $\Phi 14$ cách nhau 10 đến 12 lần đường kính. Trên đoạn chiều cao còn lại có thể đặt các thanh $\Phi 6$ đến $\Phi 10$ với khoảng cách xa nhau khoảng 20 lần đường kính.

Diện tích cốt thép dọc phụ có thể lấy vào khoảng $F = (0,003 \div 0,004)bh_0$. Cốt thép có thể dùng loại tròn trơn hoặc có gờ. Thông thường để đơn giản cho thi công thì cốt thép này thường dùng một loại đường kính $\Phi 8$ hoặc $\Phi 10$, khoảng cách các thanh theo quy định trên.

- Cốt thép đai (Hoops)

Nhiệm vụ của cốt thép đai là đảm bảo khả năng chịu lực cắt cùng với cốt thép xiên. Ngoài ra nó cùng với cốt thép chủ và cốt thép dọc phụ tạo thành một khung không gian cốt thép hoàn chỉnh của dầm. Số lượng, cự ly, đường kính và số nhánh cốt thép đai được xác định theo tính toán. Mỗi cốt thép đai quanh không quá 5 hàng dọc cốt thép chịu kéo và 3 hàng dọc cốt thép chịu nén. Nói chung các dầm cầu thường dùng cốt thép đai loại tròn trơn, đường kính $\Phi 8$ đến $\Phi 10$. Cự ly giữa các cốt thép đai khoảng 20cm, riêng đoạn đầu dầm có thể giảm còn 10cm.

- Cốt thép chịu lực cục bộ (Local zone Reinforcement)

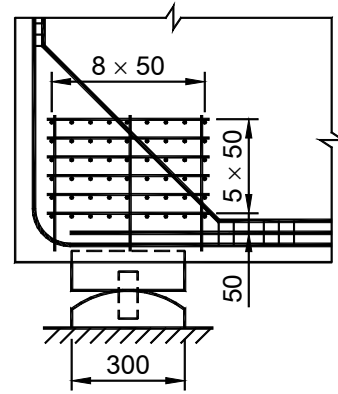
Ở những chỗ mà bê tông chịu ứng suất nén lớn cần phòng ngừa nứt do sự tăng biến dạng nở ngang khi bê tông bị nén mạnh theo một phương. Do đó cần đặt các tầng lưới cốt thép chịu ứng lực cục bộ ở khu vực đáy dầm bên trên thốt gối cầu nơi chịu phân lực gối rất lớn (hình 3.15).

Thông thường lưới cốt thép dùng loại cốt thép tròn trơn nhóm A - I có đường kính từ $\Phi 6$ đến $\Phi 8$ mm, ô lưới vuông 4×4 cm hoặc 5×5 cm, khoảng cách giữa các tầng lưới 5cm.

- Cốt thép ở bản mặt cầu

Để chịu tải trọng phân bố theo chiều rộng cần đặt các cốt thép phân bố theo hướng vuông góc với nhịp tính toán của bản, lớp bê tông bảo vệ cốt thép chịu lực của bản không nhỏ hơn 2cm. Đường kính cốt thép chịu lực của bản lấy không nhỏ hơn 10mm trong bản mặt cầu xe chạy và không nhỏ hơn 6mm trong bản lề người đi.

Số thanh chịu lực trên 1m chiều rộng bản thường lấy từ 6 đến 12 thanh và không được quá 14 thanh/m. Khoảng cách giữa các cốt thép không được lớn hơn 2 lần chiều dày của bản mặt cầu.



Hình 3.15 Quy cách bố trí lưới cốt thép chịu lực cục bộ trong dầm cầu ở vị trí gối (Kích thước ghi trên hình vẽ là mm)

Trong cầu bê tông cốt thép lắp ghép có dầm ngang thì bản mặt cầu kiểu hẫng, nên cốt thép chịu lực được đặt ở phía trên để chịu kéo do mômen âm. Còn cầu bê tông cốt thép lắp ghép không dầm ngang (hoặc chỉ có ba dầm ngang một nhịp) thì bản mặt cầu kiểu bản kê trên hai cạnh, nên cốt thép chịu lực được đặt cả ở phía trên và phía dưới một cách đối xứng ($F_t = F'_t$) để có khả năng chịu cả mômen dương và mômen âm. Các cốt thép phân bố của bất kỳ loại bản nào đều được đặt vuông góc với với các cốt thép chủ, có đường kính ít nhất 6mm và cự ly giữa chúng không quá 25cm.

b. Ví dụ về cấu tạo cốt thép dầm

Hình 3.16 là sơ đồ bố trí cốt thép kiểu khung hàn trong dầm cầu với chiều dài nhịp 15m. Loại dầm này được sử dụng cho kết cấu nhịp cầu bê tông cốt thép lắp ghép có 3 dầm ngang một nhịp (hai dầm ở vị trí gối và một dầm ở giữa), thực hiện mỗi nôi ở bản mặt cầu như hình 3.11. Khoảng cách giữa các dầm chủ là 2,1m được dùng thiết kế cho các kết cấu nhịp có khổ cầu: K - 4 + 2 × 0,75m ; K - 6 + 2 × 1,0m và K - 8 + 2 × 1,5m ; tương ứng với các khổ cầu trên, mặt cắt ngang của kết cấu nhịp sẽ có ba, bốn và năm dầm chủ. Tải trọng thiết kế là H - 13; X - 60 và tải trọng đoàn người 300 kg/m².

Cốt thép dọc chủ trong dầm là thanh số 2 và 3. Cốt thép đai là thanh số 12. Các thanh số 4, 5, 6, 8 và 9 là các cốt thép xiên do cốt thép dọc chủ uốn lên được xác định bằng tính toán. Thanh số 7 là cốt thép xiên phụ. Thanh số 10 là cốt thép dọc phụ khi ở vị trí sườn dầm, còn khi ở bản mặt cầu là cốt thép phân bố. Cốt thép chịu lực ở bản mặt cầu là thanh số 14. Các cốt thép số 1, 13, 15 và 16 là những cốt thép đặt theo yêu cầu cấu tạo của dầm.

Trên mặt cắt ngang A - A thể hiện vị trí của các cốt thép bố trí tại mặt cắt giữa dầm. Hình vẽ tách ở phía dưới thể hiện vị trí của các cốt thép dọc chủ ở phía dưới sườn dầm ở khoảng giữa nhịp.

3.6. Kết cấu nhịp cầu dầm giản đơn bê tông cốt thép dự ứng lực (Prestressed Concrete)

3.6.1. Khái niệm chung về bê tông cốt thép dự ứng lực

Như ta đã biết bê tông là loại vật liệu chịu kéo rất kém, khi độ biến dạng dài tương đối của bê tông còn nhỏ khoảng 0,0001 đến 0,0002 (tức là từ 0,1 đến 0,2mm/m) thì trong bê tông

đã xuất hiện vết nứt đầu tiên. Tương ứng với vết nứt này thì ứng suất trong cốt thép chỉ đạt 200 đến 400kG/cm², do vậy cốt thép làm việc không hết khả năng. Nếu tận dụng hết khả năng chịu kéo của cốt thép (tức là ứng lực trong cốt thép đạt đến 1600 ÷ 1800kG/cm²), tương đương với biến dạng tương đối:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{1600}{2 \times 10^6} \div \frac{1800}{2 \times 10^6} = 0,0006 \div 0,0008 \Rightarrow \varepsilon = 0,6 \div 0,8 \text{ mm/m}$$

Với độ biến dạng này thì bê tông có những vết nứt quá lớn.

Để khắc phục được sự nứt của bê tông người ta có thể sử dụng cốt thép có đường kính nhỏ, nhưng thi công lại gặp khó khăn. Nếu sử dụng cốt thép có gờ thì làm tăng được khả năng chống nứt cho bê tông, nhưng cũng không tránh được nứt. Biện pháp có hiệu quả hơn để hạn chế vết nứt trong bê tông là nén trước nó bằng cách kéo căng cốt thép cường độ cao (tạo dự ứng lực).

Vậy thực chất của bê tông cốt thép dự ứng lực là khi chế tạo người ta tìm cách tạo ra ứng suất nén trước nhân tạo trong vùng bê tông mà sau này sẽ bị kéo dưới tác dụng của tải trọng ngoài khi khai thác. Phương pháp thông dụng nhất là kéo căng trước cốt thép (tạo dự ứng lực kéo cho cốt thép), sau đó nhờ các mấu neo hoặc nhờ lực dính bám để truyền lực đó vào bê tông trong vùng nói trên.

Khi chịu tải trọng trong bê tông sẽ xuất hiện ứng suất kéo chủ được xác định bằng công thức tính toán của “Sức bền vật liệu”:

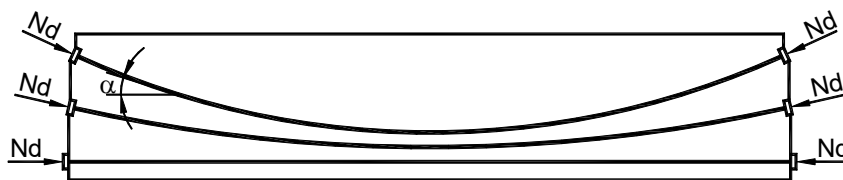
$$\sigma_{kc} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

Trong đó :

σ_x và σ_y - Các ứng suất pháp tuyến trong mặt phẳng thẳng đứng và mặt phẳng nằm ngang tại điểm được xét của dầm.

$$\tau = \frac{Q.S}{I.b} \text{ - Ứng suất tiếp cũng ngay tại điểm đó.}$$

Vì vậy muốn không cho bê tông nứt, tức là phải triệt tiêu hết ứng suất kéo chủ, thì cần phải tạo ra ứng suất nén cả theo hướng trục dầm và hướng vuông góc với trục dầm. Để làm được việc này thường phổ biến nhất là bố trí cốt thép dự ứng lực đặt thẳng và cong (hình 3.17).



Hình 3.17 Sơ đồ đặt cốt thép dự ứng lực trong dầm

Khi đặt cốt thép dự ứng lực theo đường thẳng và cong có thể điều chỉnh làm triệt tiêu các ứng suất σ_x và σ_y và ứng suất σ_{kc} một cách hợp lý. Tại các mặt cắt dầm sẽ xuất hiện các trị số ứng lực do tạo dự ứng lực được xác định:

- Dự ứng lực dọc trục dầm : $N_{d1} = \sum N_d \cos \alpha_x$
- Dự ứng lực cắt : $Q_d = \sum N_d \sin \alpha_x$
- Mômen do dự ứng lực : $M_d = \sum N_d e_x$

Trong đó :

α_x - Là góc giữa hướng cốt thép dự ứng lực và trục dầm tại mặt cắt xác định, nó thay đổi theo trục dầm.

e_x - Là độ lệch tâm của lực dọc N_d đối với trục dầm, nó cũng thay đổi theo trục dầm.

Cho nên bê tông sau khi tạo dự ứng lực chỉ chịu kéo khi ứng suất kéo do tải trọng ngoài lớn hơn ứng suất nén dự trữ.

3.6.2. Các phương pháp tạo dự ứng lực cho dầm cầu

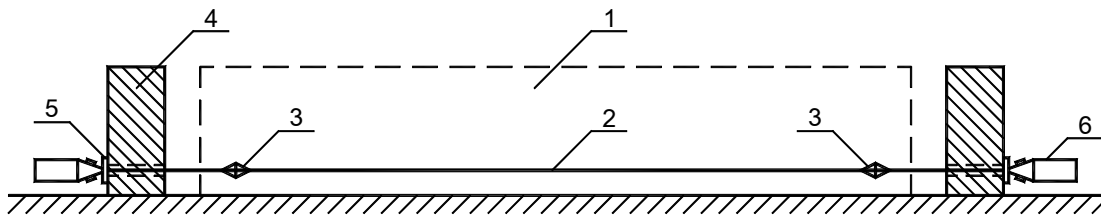
Nguyên tắc chung của các biện pháp tạo dự ứng lực là tìm cách nào đó để tạo ra ứng suất kéo trong cốt thép cường độ cao rồi sau đó lợi dụng sự dính bám giữa cốt thép đó với bê tông hoặc dùng các mấu neo để truyền dự ứng lực kéo từ cốt thép vào bê tông tạo ra lực nén bê tông.

Có hai phương pháp chính để căng kéo trước cốt thép cường độ cao là: phương pháp căng trên bề (còn gọi là phương pháp kéo trước) và phương pháp căng trên bề tông (còn gọi là phương pháp kéo sau).

a. Kéo căng cốt thép trên bề trước khi đổ bê tông (Pretensioning)

Các cốt thép cường độ cao được kéo căng trước bằng các phương pháp cơ học hoặc bằng phương pháp nhiệt điện (trong giáo trình xây dựng cầu) sẽ giới thiệu về các phương pháp này.

Sau đó các cốt thép được liên kết chặt chẽ và tạm thời vào các bộ cố định nhờ các neo ngoài tạm thời. Người ta tiến hành đổ bê tông dầm và đợi cho bê tông đủ cường độ thì tháo bỏ các neo ngoài. Khi đó cốt thép không còn bị giữ chặt vào các bộ cố định và có xu hướng co lại. Nhưng vì có các neo ngầm nằm trong lòng khối bê tông (hình 3.18) và lực dính bám giữa cốt thép với bê tông và sự co của cốt thép bị cản trở. Đồng thời trong bê tông xuất hiện dự ứng lực nén tồn tại lâu dài. Các đầu thừa của cốt thép nhô ra khỏi đầu dầm được cắt bỏ, các neo ngoài tạm thời sẽ được dùng lại để chế tạo dầm khác.



Hình 3.18 Sơ đồ kéo căng cốt thép trên bề trước khi đổ bê tông

1 - Dầm bê tông chưa đổ; 2 - Cốt thép dự ứng lực; 3 - Neo ngầm; 4 - Bộ cố định

5 - Neo ngoài tạm thời; 6 - Kích thủy lực

Bộ cố định có thể bằng thép hoặc bê tông cốt thép xây trên mặt đất. Cũng có thể là một bộ phận của toa xe di động trên đường ray đi qua các phân xưởng sản xuất bê tông cốt thép theo dây chuyền công nghệ v.v...

Phương pháp này thích hợp với điều kiện sản xuất trong nhà máy và có thể đảm bảo chất lượng cao của dầm. Do điều kiện vận chuyển từ nhà máy đến công trường qua các đoạn đường sắt, đường ô tô, đường thủy phức tạp nên các cấu kiện được chế tạo bằng phương pháp này thường chỉ dài nhất là 33m.

Phương pháp này có những ưu điểm sau:

Các thao tác của quá trình sản xuất được thực hiện trong nhà máy nên dầm được chế tạo có chất lượng cao. Các cấu kiện của kết cấu nguyên vẹn, đổ bê tông một lần, kết cấu

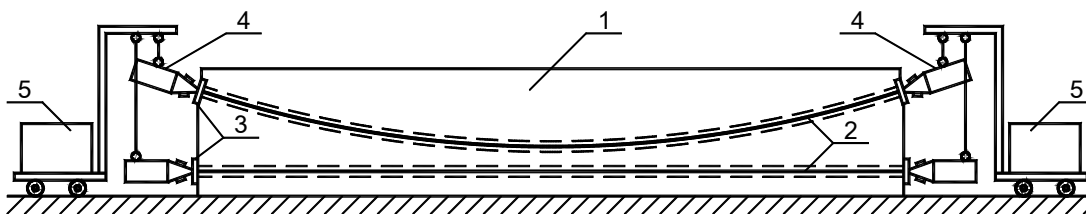
không có mối nối. Sự dính bám của cốt thép dự ứng lực với bê tông chắc chắn. Có thể xem trực tiếp và thay đổi hướng của cốt thép kéo trước.

Nhược điểm cơ bản của phương pháp này là:

Chi phí ban đầu khá lớn về công trình bệ và buồng nhiều ngăn. Sự co ngót và từ biến của bê tông ảnh hưởng lớn ứng suất trong cốt thép. Trọng lượng đầm lớn gây trở ngại cho việc vận chuyển. Chỉ căng được cốt thép đặt thẳng hoặc đặt theo đường gấp khúc.

b. Kéo căng cốt thép trên bê tông (sau khi đổ bê tông) (Posttensioning)

Trong quá trình đổ bê tông đầm người ta tìm cách tạo ra các đường ống rỗng trong lòng khối bê tông theo dạng đường thẳng hay cong đã định. Sau khi bê tông đủ cường độ cần thiết người ta luồn các cốt thép cường độ cao vào các ống rỗng này rồi dùng các kích thủy lực để kéo căng cốt thép (hình 3.19). Khi đó chân kích tỳ lên mặt bê tông của dầm còn mở cặp của kích kẹp chặt lấy neo hoặc các đầu cốt thép căng ra. Khi đã căng đủ ứng lực kéo cần thiết trong cốt thép theo tính toán thì tìm cách cố định vị trí các neo ngoài vĩnh cửu đó vào mặt bê tông dầm và tháo kích. Phun vữa xi măng lấp lòng ống rỗng và tiến hành đổ bê tông phủ kín các neo để chống rỉ.



Hình 3.19 Sơ đồ kéo căng cốt thép sau khi đổ bê tông
 1 - Dầm BTCT; 2 - Cốt thép dự ứng lực; 3 - Neo ngoài; 4 - Kích thủy lực
 5 - Giá treo kích và đặt máy bơm dầu kích

Ưu điểm của phương pháp này là không cần bệ cố định, có thể thi công với số lượng ít dầm ở ngay công trường cầu. Chế tạo dầm không cần có chi phí về công trình bệ và buồng nhiều ngăn. Ngoài ra, có thể thi công các cầu lớn bằng phương pháp đúc hẫng hoặc lắp hẫng và một số cầu tạo dự ứng lực ngang cũng thực hiện theo phương pháp này.

Nhược điểm của phương pháp là khó đảm bảo sự dính bám tốt giữa cốt thép với bê tông và khó kiểm tra chất lượng vữa phun lấp đường ống rỗng chứa cốt thép dự ứng lực sau khi đã kéo căng cốt thép đó.

3.6.3. Các loại cốt thép dự ứng lực (Prestressing steel)

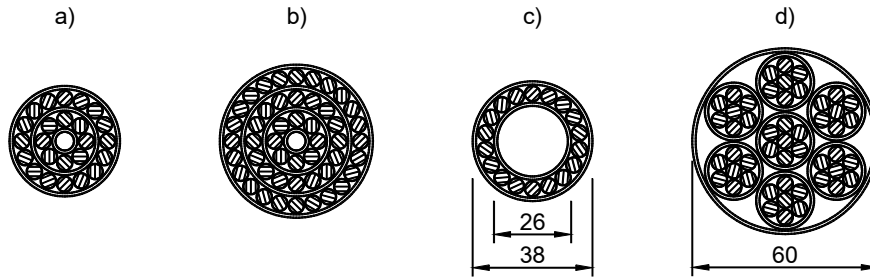
a. Sợi đơn (Plain wire fabric)

Các sợi cốt thép cường độ cao tròn trơn hoặc có gờ, đường kính từ 3 đến 5mm được đặt phân bố đều trong kết cấu nhịp bản dự ứng lực. Chúng được kéo căng trước khi đổ bê tông. Cách bố trí cốt thép như vậy được gọi là đặt cốt thép dây đàn.

b. Bó sợi xoắn (Spial Prestressing Tendons)

Gồm các sợi xoắn lại thành bó 7 sợi hoặc nhiều sợi (hình 3.20). Loại bó xoắn 7 sợi được dùng rộng rãi nhất, bởi vì từ loại bó này có thể tạo ra các bó khác gồm 42, 49, 56 và 84 sợi. Mỗi bó có một lõi thẳng ở giữa, các sợi ngoài có đường kính giống nhau một hay nhiều lớp. Đường kính sợi ngoài bằng 1,5 đến 5mm, riêng sợi lõi có đường kính lớn hơn 10%. Bước xoắn tối ưu của mỗi sợi ngoài bằng 12 đến 16 lần đường kính của cả bó sợi. Ưu điểm của bó

xoắn 7 sợi là dính bám tốt với bê tông, dễ uốn, có chiều dài lớn và được chế tạo sẵn trong nhà máy, có loại đã được mạ kẽm để chống rỉ.



Hình 3.20 Một số loại bó cốt thép dự ứng lực

a) - Loại 24 sợi $\Phi 5$; b) - Loại 48 sợi $\Phi 5$; c) - Loại 18 sợi $\Phi 5$; d) - Loại 49 sợi $\Phi 5$

c. Bó sợi song song (Bundled Bars)

Ở Việt Nam thường dùng loại bó có 24 sợi $\Phi 5\text{mm}$ xếp thành một lớp bao quanh lõi mềm kiểu lò xo đã uốn sẵn từ sợi thép nhỏ đường kính 1,5 đến 2,5mm. Bước của lò xo thường là 3cm trên đoạn thẳng và 1cm trên đoạn cong. Nhiệm vụ của lõi lò xo là đảm bảo vị trí chính xác của các sợi trong nó, lỗ rỗng bên trong lò xo đảm bảo khả năng bơm vữa hoặc đổ bê tông lấp kín lòng ống chứa cốt thép dự ứng lực. Các sợi thép cường độ cao được buộc chặt, cứ cách nhau 1 đến 2m buộc một đoạn dài 10 đến 20cm, riêng ở đoạn gần neo 1m phải cách 20cm buộc một chỗ.

d. Thanh cốt thép cường độ cao (Reinforcement)

Các thanh cốt thép cường độ cao có thể tròn trơn hoặc có gờ. Muốn kéo căng chúng phải dùng loại kích đặc biệt hoặc dùng phương pháp nhiệt điện. Có thể dùng các thanh này làm cốt đai dự ứng lực hoặc cốt thép dự ứng lực ngang cầu để nối các khối dầm lấp ghép với nhau.

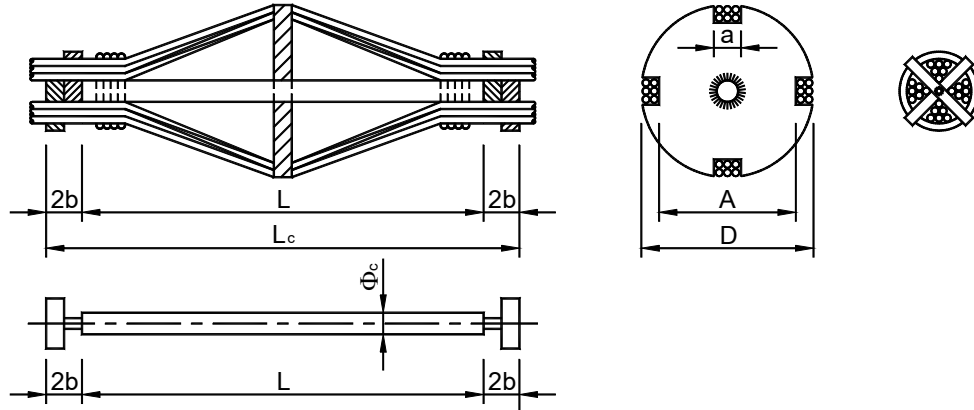
Khi làm cốt đai dự ứng lực, các thanh thường được đặt thẳng đứng hoặc nghiêng góc 75^0 đến 80^0 . Chúng được phủ một lớp bitum và quấn bằng giấy ở ngoài để không bị dính bám với bê tông rồi mới đặt vào trong ván khuôn. Một đầu có thể làm theo dạng mũ bulông đầu kia có ren và bắt đai ốc. Có thể phải dùng kích đặc biệt để kéo căng. Đường kính các cốt thép thanh cường độ cao thường từ 20 đến 40mm.

3.6.4. Mẫu neo cốt thép dự ứng lực (Anchorage)

Mẫu neo có nhiệm vụ truyền lực từ đầu cốt thép dự ứng lực vào bê tông để tạo ra dự ứng lực nén trong bê tông. Có nhiều kiểu mẫu neo và phù hợp với từng kiểu cốt thép và kích được dùng.

a. Neo quả trám (còn gọi là neo kiểu khung thanh)

Trong dầm kéo trước thường dùng các neo ngầm hình quả trám cho các bó sợi song song (hình 3.21). Neo gồm một lõi thép tròn được hàn vào tấm ngăn có xẻ rãnh để luồn các sợi cốt thép qua rãnh đó. Các sợi cốt thép được buộc giữ chặt ở hai đầu thanh lõi. Đầu thanh lõi có các mẫu giữ, sợi cốt thép liên tục đi qua neo, vì vậy nếu một neo chưa đủ truyền lực thì đặt hai neo liên tiếp nhau.



Hình 3.21 Cấu tạo neo ngàm kiểu khung thanh dùng cho dầm cầu bê tông cốt thép dự ứng lực kéo trước

Neo quả trám được dùng trong các bó có số lượng sợi từ 16 đến 56 sợi. Với bó 24 sợi $\Phi 5$ thường có đường kính bản ngăn $D = 80\text{mm}$, đường kính lỗ trong bản ngăn 16mm , bề dày bản ngăn 8mm , bề rộng rãnh $a = 16\text{mm}$, khoảng cách giữa hai rãnh đối xứng $A = 56\text{mm}$, đường kính thanh lõi $\Phi_c = 14\text{mm}$, chiều dài thanh lõi $L_c = 270\text{mm}$, khoảng cách hai tâm lỗ đặt thanh lõi $L = 150\text{mm}$.

b. Neo hình nón cụt

Để neo các đầu bó cốt thép khi kéo sau nên dùng loại neo hình nón cụt. Vỏ neo bằng thép có khoét lỗ thủng hình nón cụt ở giữa (hình 3.22a) hoặc lõi neo hình nón cụt có rãnh ở ngoài (hình 3.22b). Các đầu sợi cốt thép được luồn qua lỗ thủng ở vỏ neo hoặc qua rãnh và sau khi kéo căng bằng kích hai tác dụng thì đóng lõi neo vào để giữ đầu sợi thép cố định. Vì bề mặt lõi neo hoặc lòng rãnh có ren răng nên tác dụng nôm chặt tăng lên. Trong lõi neo có khoan lỗ dọc để nối với vòi máy bơm vữa xi măng khi bơm vữa lấp lòng ống.

Các kích thước của neo phụ thuộc vào kiểu bó cốt thép và số lượng sợi trong bó. Bề mặt vỏ neo và bề mặt lõi neo phải đủ cứng. Thông thường vỏ neo làm bằng thép nhóm A - II, lõi neo làm bằng thép cường độ cao số hiệu 40X.

Neo hình chóp cụt còn được dùng làm neo ngoài tạm thời khi kéo căng các cốt thép trên bê. Sau khi cốt thép đã truyền lực nén vào bê tông thì tháo bỏ neo này.

c. Neo hình trụ (còn gọi là neo tổ ong)

Các đầu sợi cốt thép chèn cho to ra rồi lồng vào các lỗ chừa sẵn trên neo (hình 3.22c). Neo có thể làm liền hoặc lắp ghép cố định.

Neo kiểu liền có dạng hình trụ thép với nhiều lỗ khoan để luồn các sợi cốt thép. Trên bề mặt bên trong của vỏ neo hình trụ được ren răng để giữ đầu kích. Các đường ren răng bên ngoài vỏ neo dùng để vặn xoay vòng đệm sau khi kéo căng cốt thép và tỳ vào bề mặt bê tông dầm.

Kiểu neo lắp ghép cố định thường được đặt ở đầu bó phía đối diện với kích. Neo này gồm các tập bản thép, khi ghép các tập bản này lại sẽ tạo ra các lỗ luồn sợi thép.

3.6.5. Ví dụ cấu tạo kết cấu nhịp dầm bê tông cốt thép dự ứng lực

a. Cấu tạo dầm cầu có cốt thép kéo căng trước trên bê

Hình 3.23 là cấu tạo kết cấu nhịp cầu dự ứng lực kéo trước, chiều dài nhịp 33m, khổ cầu K - 8 + 2 × 1,5m, tải trọng thiết kế H - 30; XB - 80, tải trọng người 400kg/m². Mặt cắt ngang có 5 dầm chữ T lắp ghép không dầm ngang với mỗi nối ở bản mặt cầu. Có hai loại dầm chữ T là hai dầm biên và ba dầm giữa có kích thước khác nhau và số bó cốt thép dự ứng lực khác nhau. Bản mặt cầu có chiều dày 15cm, sườn dầm dày 16cm ở giữa và trên đoạn sát gối dày 26cm.

Cốt thép dự ứng lực đặt trong khối dầm biên có 13 bó, trong khối dầm giữa có 12 bó, mỗi bó có 24 sợi đường kính 5mm. Các bó đặt thành 5 cột, chỉ những bó thuộc cột giữa được uốn nghiêng lên trên. Tại chỗ uốn nghiêng có bộ phận kẹp định vị (thanh kéo) bằng hai bản thép liên kết bu lông với nhau.

Đầu mỗi bó được ngàm chặt trong bê tông nhờ các neo ngàm kiểu quả trám, dưới mỗi neo có các cốt thép uốn xoắn lò xo $\Phi 6$ mm để làm nhiệm vụ chịu ứng lực tập trung cục bộ dưới mấu neo.

Mặt cắt A - A tại đầu dầm và mặt cắt B - B tại giữa dầm, hai mặt cắt này vẽ cho dầm biên. Đối với các dầm giữa thì cốt thép dự ứng lực bố trí tương tự, nhưng không có bố trí bó cốt thép số 7.

b. Cấu tạo dầm cầu có cốt thép kéo căng sau trên bê tông

Hình 3.25 là cấu tạo kết cấu nhịp cầu bê tông cốt thép dự ứng lực kéo sau được sử dụng cho các cầu trên tuyến đường cấp cao có chiều dài nhịp 33m, khổ cầu K - 11 + 2 + 11 + 2 \times 0,5m, không lề người đi, tải trọng thiết kế H - 30, XB - 80. Mặt cắt ngang cho nửa cầu gồm 5 dầm chữ I lắp ghép đặt cách nhau 2,4m. Kết cấu nhịp có 5 dầm ngang bố trí cách nhau 8m, dầm ngang thi công đổ tại chỗ, hai dầm ngang đầu dầm tại vị trí gối cao 1,57m (tính đến đáy bản mặt cầu),

các dầm ngang ở khoảng giữa cao 1,32m. Sườn dầm dày 20cm ở giữa và trên đoạn sát gối dày 65cm. Bản mặt cầu có chiều dày 20cm bằng bê tông cốt thép thường lắp ghép hoặc đổ tại chỗ.

Cốt thép dự ứng lực đặt trong mỗi khối dầm có 5 bó, mỗi bó có 12 tao và mỗi tao 7 sợi đường kính 3mm. Các bó đặt thành 3 cột tại giữa dầm và đến đầu dầm bố trí một cột, tất cả các bó được uốn nghiêng lên trên.

Đầu mỗi bó được ngàm chặt nhờ các neo kiểu hình trụ, dưới mỗi neo có các cốt thép uốn xoắn lò xo $\Phi 6$ mm để làm nhiệm vụ chịu ứng lực tập trung cục bộ dưới mẫu neo.

Mặt cắt A - A cách đầu dầm 15cm; mặt cắt B - B tại vị trí cách đầu dầm 750cm và mặt cắt C - C tại vị trí giữa dầm.

Hiện nay, trên các tuyến đường cấp cao và đặc biệt là các cầu vượt đều áp dụng theo định hình kết cấu nhịp này. Đây là kết cấu nhịp có kết cấu rất tiên tiến, mà rất tiện ích, đã tiêu chuẩn hoá cho công tác thi công trong việc đúc, căng kéo cốt thép dầm chủ và rất thuận lợi thi công bản mặt cầu có thể tiết kiệm khá lớn phần đà giáo ván khuôn, vì phần bản mặt cầu phía dưới dày 8cm có thể đúc thành tấm lắp ghép, còn phần trên có thể đổ tại chỗ dễ dàng.

3.6.6. Bố trí cốt thép thường trong dầm cầu bê tông cốt thép dự ứng lực

Đối với các dầm cầu bê tông cốt thép dự ứng lực, ngoài cốt thép dự ứng lực được bố trí theo yêu cầu chịu lực thì vẫn phải bố trí các cốt thép thường. Đối với bản mặt cầu thì các cốt thép chịu lực của bản và cốt thép phân bố được tính toán và bố trí như đối với bản mặt cầu của dầm cầu bê tông cốt thép thường. Đối với sườn dầm bố trí cốt thép dọc chủ, cốt thép đai và cốt thép dọc phụ mà không bố trí các cốt thép xiên thường. Các cốt thép này chủ yếu được bố trí theo yêu cầu thi công và tính toán trong giai đoạn chế tạo dầm, tuy nhiên các cốt thép dọc chủ vẫn tham gia chịu lực trong giai đoạn sử dụng. Các cốt thép đai và cốt thép dọc phụ được đặt theo các nguyên tắc như đối với dầm cầu bê tông cốt thép thường, nhưng đối với dầm bê tông cốt thép dự ứng lực các cốt thép này thường dùng cốt thép có gờ nhóm A - II để nâng cao khả năng chống nứt cho dầm. Các cốt thép dọc chủ cũng được dùng cốt thép có gờ nhóm A - II có đường kính $\Phi 18$ đến $\Phi 32$ để chịu lực nén mạnh do tạo dự ứng lực và chịu một phần mômen cùng với cốt thép dự ứng lực trong giai đoạn sử dụng.

3.7. Kết cấu nhịp cầu dầm liên tục và dầm hẫng (Continue and Barackets)

3.7.1. Các sơ đồ cầu dầm hẫng và cầu dầm liên tục

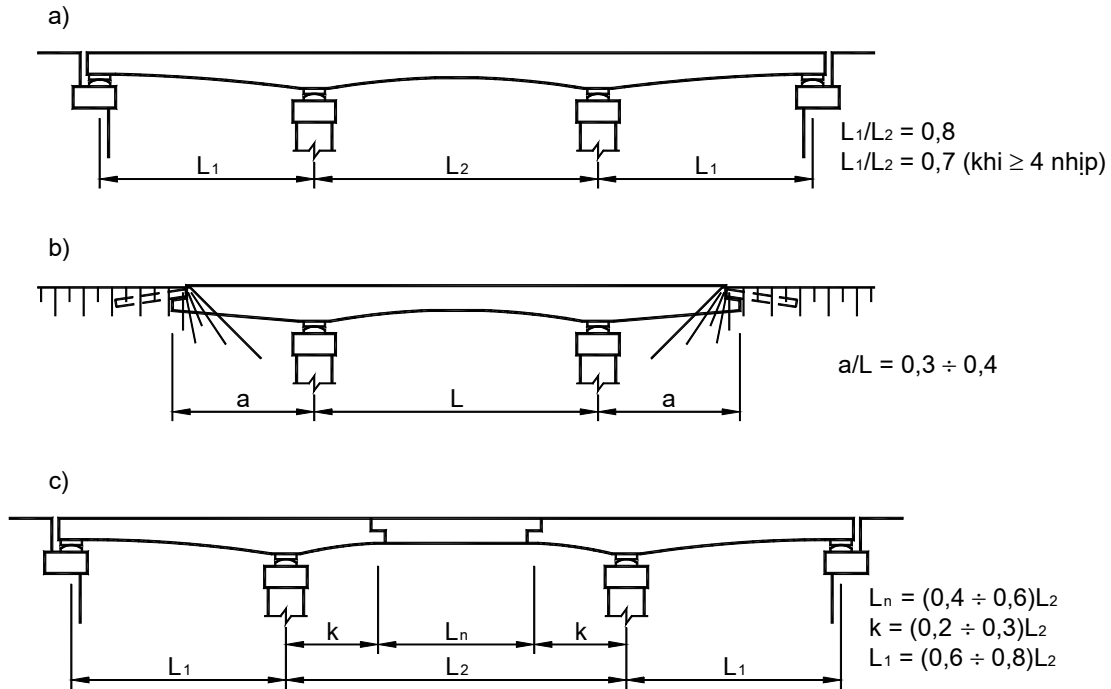
Trong các cầu dầm giản đơn, hình bao mô men chỉ có một dấu dương và có giá trị lớn nhất tại giữa nhịp rồi giảm dần về gần gối. Trong các cầu dầm liên tục và cầu dầm hẫng có sơ đồ như trên hình 3.25 thì tại những vị trí gối trên trụ lại xuất hiện mômen âm. Do vậy nếu cùng một khẩu độ như dầm giản đơn thì giá trị mômen dương ở giữa nhịp của cầu dầm hẫng và cầu dầm liên tục sẽ được giảm đi. Điều này cho ta thấy có thể làm chiều cao kết cấu nhịp của cầu dầm hẫng và liên tục thấp hơn so với cầu dầm giản đơn, tiết kiệm vật liệu hơn. Vì vậy ta có thể rút ra được những đặc điểm cơ bản cho hai loại cầu kiểu kết cấu này.

Trụ chỉ có một gối, nên thân trụ có thể làm nhỏ, vì vậy tiết kiệm được vật liệu. Khi không có lực gió và lực hãm thì áp lực thẳng đứng của kết cấu nhịp do tĩnh tải và hoạt tải truyền xuống trụ hầu như là đúng tâm và gây ra ứng suất nén phân bố tương đối đều trong mặt cắt thân trụ và lên đáy móng trụ. Đây là ưu điểm nổi bật so với cầu dầm giản đơn. Do đoạn

gần gối trên trụ có xuất hiện mômen âm và mômen dương ở đoạn giữa nhịp giảm, nếu nhịp càng lớn thì hiệu quả càng rõ rệt.

Ngoài ra, tính chất liên tục của mặt xe chạy trên các cầu dầm liên tục còn bảo đảm cho xe chạy êm thuận qua cầu. Vì mặt cắt dọc trên cầu sẽ là một đường cong đều đặn, không có điểm gãy khúc. Điều này đặc biệt quan trọng đối với việc thông xe tốc độ cao qua cầu.

Do đó áp dụng cầu dầm liên tục là hợp lý ngay cả khi nhịp ngắn từ 12 đến 15m. Qua thực tế khai thác các cầu này tỏ ra rất tốt.



Hình 3.25 Một số sơ đồ cầu dầm liên tục và cầu dầm hẫng
 a) - Cầu dầm liên tục ba nhịp; b) - Cầu dầm hẫng hai đầu
 c) - Cầu dầm hẫng có nhịp đeo ở giữa

Đối với những kết cấu nhịp dầm liên tục hiện nay ở nước ta được xây dựng khá nhiều cho những cầu nhịp lớn bằng bê tông cốt thép dự ứng lực với công nghệ thi công hiện đại. Những cầu dầm liên tục này thường là ba hoặc nhiều nhịp như sơ đồ trên hình 3.25a. Việc lựa chọn khẩu độ sao cho mômen uốn giữa các nhịp cũng như ở các gối trên trụ gần bằng nhau. Như vậy các đoạn giữa nhịp hoặc các đoạn gần gối có thể có mặt cắt ngang giống nhau, cách đặt cốt thép giống nhau, thuận tiện cho việc thi công đúc các đốt kết cấu nhịp. Khi đó tỷ lệ chiều dài các nhịp biên so với nhịp giữa nên là 0,8 đối với dầm liên tục ba nhịp, và tỷ lệ là 0,7 đối với dầm liên tục nhiều nhịp.

Hệ thống cầu dầm liên tục là kết cấu siêu tĩnh ngoài. Số bậc siêu tĩnh của nó là số mô trụ trừ đi hai. Khi các mô trụ lún không đều hoặc có sự thay đổi nhiệt độ thì trong dầm liên tục xuất hiện các ứng lực phụ bất lợi. Do đó loại cầu dầm liên tục nên xây dựng ở nơi có địa chất tốt, móng mô trụ cần đặt trên nền đất không cho phép lún hoặc lún rất ít. Vì vậy móng của mô trụ các loại cầu này thường là móng giếng chìm, móng cọc ống hay cọc khoan nhồi.

Sơ đồ các hệ thống cầu dầm liên tục nhiều nhịp có thể được sửa đổi thành hệ thống dầm hẫng tĩnh định (hình 3.25c) nếu ta đặt thêm các chốt tại các vị trí thích hợp. Khi đó trong các mặt cắt của những đoạn hẫng mômen chỉ có một dấu âm và chỉ nên đặt cốt thép chịu kéo

ở phần trên của các mặt cắt. Trong các dầm đeo của hệ dầm hẫng dầm đeo sẽ chỉ có mômen dương giống như trong các cầu dầm giản đơn và việc đặt cốt thép như đối dầm giản đơn. Điều đó có nhiều thuận lợi về mặt cấu tạo và công nghệ xây dựng, cho phép dùng ngay các dầm giản đơn thống nhất hoá và đã được sản xuất hàng loạt làm dầm đeo nói trên.

Mặt khác trong các kết cấu nhịp hẫng, xuất hiện chỗ gãy góc ở trên mặt cầu xe chạy tại đúng vị trí chốt, tại đây phải đặt khe biến dạng. Đó là nhược điểm khiến cho trong xây dựng cầu hiện đại trên đường cấp cao ít áp dụng.

Các cầu dầm hẫng một nhịp (dầm hẫng hai đầu) đã được xây dựng trước đây (hình 3.25b) vì tiết kiệm, không cần có mố và vì phần hẫng còn có tác dụng làm giảm mômen cho phần giữa nhịp. Nếu chiều dài đoạn hẫng $a = (0,3 \div 0,4)L$ thì có thể làm cho mômen ở giữa nhịp do tác dụng của tĩnh tải gần bằng không.

Việc nối tiếp đầu hẫng của cầu dầm hẫng hai đầu vào nền đường phải thực hiện sao cho nền đường không bị lún nhiều và bảo đảm tăng dần được độ cứng của nền bên dưới phần xe chạy khi xe đi từ đường vào cầu hoặc giảm dần khi xe ra khỏi cầu, do đó phải làm bản quá độ.

3.7.2. Hình dạng cấu tạo kết cấu nhịp

Do trong dầm liên tục và dầm hẫng đều xuất hiện mômen âm ở gối và trong khoảng giữa nhịp là mômen dương và trị số mômen âm thường lớn hơn nhiều so với mômen dương. Mômen âm gây ra ứng suất kéo ở thớ trên của mặt cắt và ứng suất nén ở thớ dưới của mặt cắt.

Việc lựa chọn mặt cắt ngang cho kết cấu nhịp phải liên quan chặt chẽ với phương pháp thi công. Các hệ thống cầu có chiều dài nhịp dưới 42m bằng bê tông cốt thép thường và bê tông cốt thép dự ứng lực có thể dùng mặt cắt hình chữ T, chữ II... tương tự như cầu dầm giản đơn.

Dưới tác dụng của mômen dương, phần chịu nén của mặt cắt bao gồm cả mặt cầu xe chạy nên khá rộng, do đó đủ chịu mômen dương. Nhưng đoạn gàn trụ có mômen âm rất lớn. Do đó trong các cầu nhịp lớn bằng bê tông cốt thép dự ứng lực, cần phải dùng dạng mặt cắt hình hộp (hình 3.9h ; 3.9i và 3.9k) để bản đáy hộp có kích thước dư chịu nén. Mặt khác mặt cắt này là có độ cứng chống xoắn cao hơn các dạng mặt cắt hở vài chục lần. Do đó khả năng chịu lực lớn gây ra bởi hoạt tải đặt lệch tâm ngay cả ở những cầu nhịp lớn và có mặt cầu rộng. Mặt cắt hình hộp có nhược điểm là chế tạo phức tạp hơn các mặt cắt hở. Tuy nhiên ngày nay trình độ công nghệ cao đủ giải quyết vấn đề này.

Mặt cắt hình hộp có rất nhiều kiểu dạng. Đối với nhịp cầu với phần xe chạy rộng đến 15 - 20m có thể dùng mặt cắt dạng một hộp với bản hẫng lớn (hình 3.9k), thành hộp có thể thành đứng hoặc thành nghiêng để giảm kích thước trụ và tăng vẻ đẹp kiến trúc. Nếu cầu quá rộng hoặc do khả năng hạn chế của phương tiện thi công mà cần thu nhỏ bề rộng của các khối lắp ghép hay của các phân đoạn đúc hẫng, thì có thể làm hai hay ba hộp trong mặt cắt ngang kết cấu nhịp. Khi đó thường bố trí các mối nối dọc ở đầu mút các bản hẫng của các hộp đặt cạnh nhau (hình 3.9h).

Nếu có điều kiện, có thể làm một hộp với vài thành thẳng đứng ngăn thành nhiều hộp nhỏ (hình 3.9i) để giảm chiều dài nhịp của bản xe chạy theo hướng ngang cầu, khi đó ứng suất trong bản được phân bố đều hơn.

Do hình bao mômen có hai dấu lại phân bố không đều, và đoạn gàn trụ chịu mômen âm và lực cắt rất lớn, nên mặt cắt ngang kết cấu nhịp có cấu tạo theo hai dạng sau đây:

- Dùng sơ đồ dầm có chiều cao mặt cắt cố định, thì phải tăng chiều dày thành hộp và bản đáy hộp cho đoạn gàn trụ. Loại này có ưu điểm lớn là trong thi công đúc hẫng thì sử dụng được ván khuôn ngoài định hình chung cho toàn kết cấu nhịp.

- Dùng sơ đồ dầm có chiều cao mặt cắt với chiều cao thay đổi, đây là dạng cấu tạo kết cấu nhịp hay được dùng nhất cho tất cả các phương pháp thi công. Đường biên dưới của kết cấu nhịp có thể là đường gấp khúc với đoạn vuốt nghiêng ở gàn trụ, độ nghiêng 1/3. Nếu nhịp

dài trên 60m thì chiều cao dầm trên đỉnh trụ bằng 1,7 đến 3,8 lần chiều cao đoạn giữa nhịp. Đường biên dưới của kết cấu nhịp có thể là đường cong để thay đổi chiều cao mặt cắt tương tự với hình bao mômen và tạo được vẻ đẹp kiến trúc. Tuy nhiên ván khuôn sẽ có cấu tạo phức tạp và tốn chi phí hơn.

Trong giai đoạn thiết kế sơ bộ cầu thường đưa ra các phương án lựa chọn chiều cao khác nhau của kết cấu nhịp để so sánh chọn phương án hợp lý nhất. Thông thường bước đầu có thể lựa chọn theo kinh nghiệm sau:

- Đối với cầu dầm liên tục đúc tại chỗ bằng bê tông cốt thép thường, chiều cao mặt cắt giữa nhịp khoảng $(1/20 - 1/35)L$.

- Đối với cầu dầm liên tục bằng bê tông cốt thép dự ứng lực, chiều dài nhịp trên 60m, chiều cao mặt cắt giữa nhịp khoảng $(1/27 - 1/40)L$, chiều cao mặt cắt đoạn gần trụ lầy $(1/15 - 1/25)L$.

- Đối với cầu dầm hẫng hai đầu đúc tại chỗ bằng bê tông cốt thép thường, chiều cao mặt cắt giữa nhịp lầy $(1/37 - 1/64)L$. Đối với cầu dầm hẫng nhịp đeo thì chiều cao mặt cắt tại đầu hẫng phụ thuộc vào chiều cao dầm đeo và sao cho có đủ chỗ đặt gối chốt và vẻ đẹp kiến trúc.

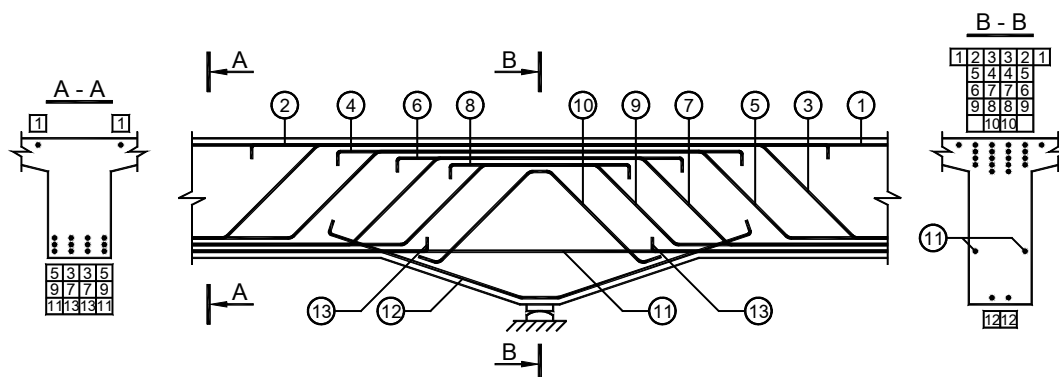
3.7.3. Nguyên tắc đặt cốt thép

Như đã giới thiệu ở trên loại kết cấu nhịp cầu dầm liên tục và cầu dầm hẫng được thiết kế cho cả bê tông cốt thép thường và bê tông cốt thép dự ứng lực. Đối với kết cấu nhịp bằng bê tông cốt thép dự ứng lực được bố trí rất phức tạp và phụ thuộc vào phương pháp thi công. Ở đây chúng tôi chỉ trình bày một số vấn đề cơ bản cho kết cấu nhịp bằng bê tông cốt thép thường.

Trong các kết cấu nhịp cầu dầm liên tục và cầu dầm hẫng bằng bê tông cốt thép thường, các cốt thép đai, cốt thép dọc phụ, cốt thép ở bản mặt cầu được bố trí tương tự như ở dầm giản đơn.

Cốt thép chủ cũng có thể được đặt rời từng thanh hoặc theo kiểu khung hàn và đặt trong vùng chịu kéo của mặt cắt. Bởi vì trong cầu dầm liên tục và cầu dầm hẫng có những đoạn kết cấu nhịp chịu mômen cả hai dấu âm và dương tùy theo vị trí đặt hoạt tải. Nên cần phải đặt cốt thép chủ cả ở phần trên và ở phần dưới của mặt cắt tùy theo kết quả tính toán. Một phần cốt thép chủ được uốn nghiêng 45° thành cốt thép xiên.

Các nguyên tắc trên được thể hiện trên sơ đồ trên hình 3.26.



Hình 3.26 Sơ đồ đặt cốt thép đoạn kết cấu nhịp trên gối của dầm cầu liên tục bằng bê tông cốt thép thường

CÂU HỎI ÔN TẬP

10. Trình bày những ưu, nhược điểm của cầu bê tông cốt thép và cách khắc phục các nhược điểm.
11. Thế nào là cường độ khối vuông, cường độ lắng trụ và mác bê tông.
12. Thế nào là biến dạng đàn hồi, biến dạng dư và biến dạng toàn phần của bê tông? Nêu khái niệm về môđun đàn hồi ban đầu của bê tông.
13. Trình bày các khái niệm về co ngót và từ biến của bê tông. Các ảnh hưởng của nó đến tính chất chịu lực của kết cấu bê tông cốt thép.
14. Trình bày các cách phân loại cốt thép, ở Việt Nam thường dùng loại cốt thép nào và các yêu cầu của cốt thép trong xây dựng cầu bê tông cốt thép.
15. Tại sao phải đặt ống thoát nước mặt cho cầu bê tông cốt thép, cách đặt và các dạng cấu tạo của ống thoát nước.
16. Tại sao mặt cầu cần phải bố trí khe biến dạng, các hình thức cấu tạo của khe biến dạng.
17. Trình bày phạm vi áp dụng và các yêu cầu về cấu tạo chung của cầu bản mỏng bê tông cốt thép thường.
18. Những vấn đề chung của kết cấu nhịp cầu bê tông cốt thép thường, nguyên tắc thiết kế và cấu tạo các dạng mặt cắt ngang.
19. Cấu tạo chung về kết cấu nhịp giản đơn cầu bê tông cốt thép thường toàn khối và lắp ghép, cách thể hiện bản vẽ cấu tạo tổng thể kết cấu nhịp trong hồ sơ thiết kế.
20. Trình bày tác dụng nguyên tắc đặt các loại cốt thép trong dầm cầu bê tông cốt thép thường.
21. Những nhược điểm cơ bản về khả năng chống nứt của bê tông cốt thép thường và thực chất của bê tông cốt thép dự ứng lực. Tại sao trong dầm cầu bê tông cốt thép dự ứng lực phải đặt cốt thép cường độ cao theo đường thẳng và cong.
22. Trình bày phương pháp chế tạo, ưu nhược điểm của dầm cầu bê tông cốt thép dự ứng lực kéo trước.
23. Trình bày phương pháp chế tạo, ưu nhược điểm của dầm cầu bê tông cốt thép dự ứng lực kéo sau.
24. Trình bày phạm vi sử dụng của các loại cốt thép cường độ cao dùng trong dầm cầu bê tông cốt thép dự ứng lực.
25. Trình bày cấu tạo, phạm vi sử dụng của các loại neo dùng trong dầm cầu bê tông cốt thép dự ứng lực.
26. Trình bày các sơ đồ và những ưu, nhược điểm của cầu dầm liên tục và dầm hẫng bê tông cốt thép.
27. Trình bày hình dạng cấu tạo kết cấu nhịp cầu dầm liên tục và dầm hẫng bê tông cốt thép.

Chương 4 NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN THIẾT KẾ KẾT CẤU NHỊP BẢN BÊ TÔNG CỐT THÉP THƯỜNG

4.1. Khái niệm về phương pháp tính toán

Kết cấu nhịp bản là hình thức bản kê trên hai cạnh, khi bản chịu tác dụng của bánh xe ở bất kỳ vị trí nào, thì tải trọng của bánh xe cũng phân bố trên một diện chịu lực nhất định của bản. Để tính toán nội lực của bản một cách chính xác, ta phải dùng “Lý thuyết đàn hồi”, từ đó phải tính toán bố trí cốt thép chịu lực trong kết cấu bản theo hai hướng dọc cầu và ngang cầu.

Trong thực tế do kết cấu nhịp bản chỉ kê trên hai cạnh theo hướng dọc cầu. Cho nên lực truyền theo hướng dọc cầu lớn hơn rất nhiều so với hướng ngang cầu. Qua thực nghiệm người ta cho thấy rằng mômen uốn theo hướng ngang cầu là rất nhỏ, nên có thể chỉ dùng cốt thép bố trí theo cầu tạo là đủ khả năng chịu lực mà không cần phải tính toán tỷ mỉ. Cũng vì thế mà ở các tiết diện dọc cầu (tương ứng với nội lực mômen theo hướng ngang cầu) lực cắt rất nhỏ, bê tông có thể chịu được mà không cần bố trí cốt thép chịu lực cắt theo hướng đó. Vì vậy trong tính toán với những sai số mà thực tế về kỹ thuật cho phép, ta xem kết cấu nhịp bản chỉ chịu lực theo hướng dọc cầu như một dầm, nhưng bề rộng này không phải là toàn bộ chiều rộng cầu mà chỉ lấy một bề rộng nhất định dựa trên cơ sở phân tích lý thuyết và thực nghiệm. Điều đó có nghĩa là với một hàng dọc bánh xe trên cầu thì chỉ xem một dải bản có bề rộng quy định như một dầm chịu tải trọng mà thôi, bề rộng này gọi là bề rộng tính toán của dầm bản. Căn cứ vào dầm đó ta tìm ra các nội lực tính toán và xác định cốt thép chịu lực theo hướng dọc cầu.

4.2. Nguyên tắc phân bố tải trọng do hoạt tải trên cầu

Ta nhận thấy rằng lực của bánh xe không trực tiếp tác dụng xuống bản như một lực tập trung mà truyền qua các lớp mặt đường trên cầu. Nên muốn xác định nội lực trong bản, ta phải biết được sau khi truyền qua các lớp mặt đường trên cầu, lực của bánh xe phân bố trên một diện tích bản là bao nhiêu. Căn cứ vào đó ta có thể xác định được nội lực phát sinh trong kết cấu nhịp bản.

Qua thực nghiệm cho thấy quy luật phân bố lực qua các lớp mặt đường đến bản mặt cầu phân bố theo góc 45^0 .

4.2.1. Đối với tải trọng ô tô

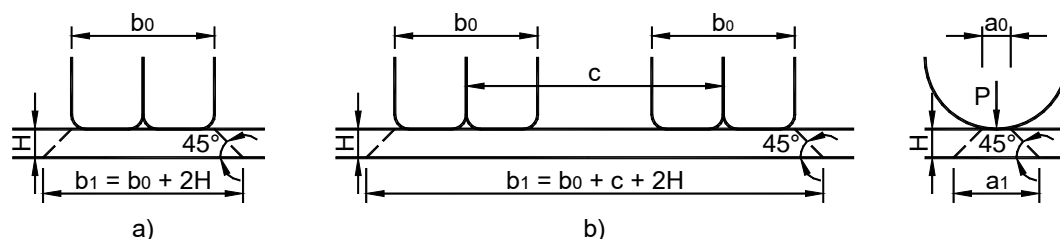
- Khi tải trọng tác dụng do một bánh xe (hình 4.1a). Sau khi truyền qua các lớp mặt đường thì diện tích phân bố của tải trọng bánh xe có kích thước là:

$$+ \text{Dọc theo hướng chuyển động: } a_1 = a_0 + 2H$$

$$+ \text{Thẳng góc với hướng chuyển động: } b_1 = b_0 + 2H$$

Trong đó: a_0 - Chiều dài tiếp xúc của bánh xe theo phương chuyển động.

b_0 - Chiều rộng tiếp xúc của bánh xe theo phương thẳng góc với phương chuyển động.
 H - Chiều dày của lớp mặt đường.



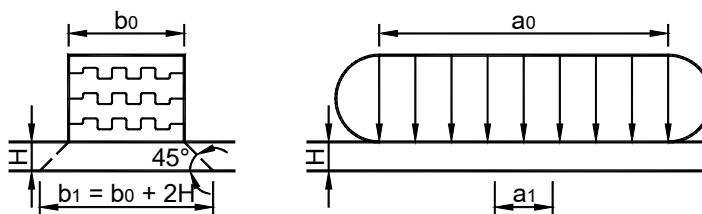
Hình 4.1 Sơ đồ phân bố tải trọng của bánh xe ô tô

- Khi tải trọng tác dụng do hai bánh xe đặt gần nhau (hình 4.1b). Phạm vi phân bố lực của hai bánh xe có thể chồng lên nhau, nên có thể bỏ qua phần trống giữa hai bánh xe, xem như lực của hai bánh xe là một, và có cùng một diện tích phân bố lực với kích thước như sau:

- + Dọc theo hướng chuyển động: $a_1 = a_0 + 2H$
- + Thẳng góc với hướng chuyển động: $b_1 = b_0 + c + 2H$

4.2.2. Đối với tải trọng xe xích

Sơ đồ phân bố tải trọng (hình 4.2).



Hình 4.2 Sơ đồ phân bố tải trọng của bánh xe xích

Khi chịu tác dụng của một đai xích, chiều dài tiếp xúc đai xích theo phương chuyển động $a_0 = 5\text{m}$ với xe X - 60 và $a_0 = 4\text{m}$ với xe X - 30, khi tính toán ta lấy:

- + Dọc theo hướng chuyển động: $a_1 = 1\text{m}$
- + Thẳng góc với hướng chuyển động: $b_1 = b_0 + 2H$

Trong đó: b_0 - Bề rộng của đai xích.

4.2.2. Đối với tải trọng xe bánh đặc biệt

Đối với tải trọng là xe bánh đặc biệt XB - 80 được tính toán như đối với tải trọng ô tô trong trường hợp tải trọng tác dụng do một bánh xe.

4.3. Tính toán xác định nội lực trong bản.

4.3.1. Tính nội lực trong kết cấu nhịp bản toàn khối

Khi tính toán xác định nội lực trong kết cấu nhịp bản, người ta thường cắt kết cấu bản ra thành một dầm có nhịp tính toán là: $l_{tt} = l_0 + h_b$ tiết diện ngang là hình chữ nhật có bề rộng là b và chiều cao là h_b .

a. Xác định nội lực mômen do tải trọng ô tô

Đối với kết cấu nhịp bản giản đơn bằng bê tông cốt thép thường, khẩu độ lớn nhất là 6m, nên mômen lớn nhất thường do bánh xe trục sau của xe nặng trong đoàn xe tiêu chuẩn đặt vào giữa nhịp (hình 4.3).

Bề rộng làm việc của bản tương ứng với một hàng bánh xe lấy như sau:

- Tại vị trí ở trên gối: $b = b_1$
- Tại vị trí ở giữa nhịp:

$$b = b_1 + \frac{l_{tt}}{3} \leq 0,5(c + d)$$

Trong đó: c - Khoảng cách giữa tim hai bánh xe đi cạnh nhau.

d - Khoảng cách giữa tim hai bánh xe trên cùng một trục.

Tải trọng tác dụng khi tính toán gồm có:

- Tĩnh tải do trọng lượng bản thân bản và lớp phủ mặt cầu là:

$$g = 1,1g_1 + 1,5g_2$$

Trong đó:

g_1 - Trọng lượng bản thân tiêu chuẩn của bản tính trên 1m rộng.

g_2 - Trọng lượng bản thân tiêu chuẩn của các lớp phủ mặt cầu tính trên 1m rộng.

1,1 và 1,5 là hệ số vượt tải của tĩnh tải đối với tải trọng g_1 và g_2 .

- Tải trọng của bánh xe ô tô tác dụng trên 1m² bản được xác định:

$$q = \frac{P}{2ba_1} \quad (\text{T/m}^2)$$

Trong đó: P - Trọng lượng trục sau của xe nặng trong đoàn xe tiêu chuẩn.

Dựa vào sơ đồ (hình 4.3a và 4.3b)

mômen lớn nhất phát sinh ở giữa nhịp trên 1m rộng của bản là:

$$M_{tt} = g \frac{l_{tt}^2}{8} + n_h (1 + \mu) \frac{Pa_1}{4} \left(l_{tt} - \frac{a_1}{2} \right) \quad (4.1)$$

Trong đó: $n_h = 1,4$ - Là hệ số vượt tải của tải trọng ô tô.

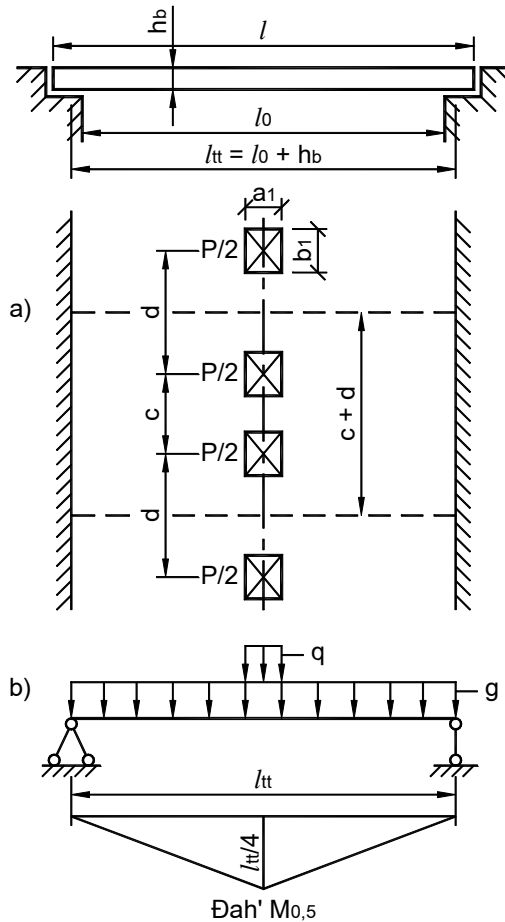
$(1 + \mu)$ - Là hệ số xung kích (cách xác định đã giới thiệu ở chương 2).

Khi tính mômen tiêu chuẩn thì không kể tới hệ số vượt tải và xung kích.

Trong thực tế vì bề rộng phân bố lực theo phương dọc cầu a_1 rất nhỏ, nên có thể xem

như lực tập trung phân bố trên 1m rộng của bản là: $q = \frac{P}{2b}$ (T/m).

Do đó trị số mômen tính toán sẽ là:



Hình 4.3 Sơ đồ tính toán xác định nội lực mômen trong bản với tải trọng ô tô

$$M_{tt} = g \frac{l_{tt}^2}{8} + n_h (1 + \mu) \frac{P}{2b} \cdot \frac{l_{tt}}{4} \quad (4.2)$$

b. Xác định lực cắt do tải trọng ô tô

Bề rộng làm việc của bản khi tính lực cắt được xác định là:

- Tại vị trí ở trên gối: $b = b_1$
- Tại vị trí cách gối một đoạn x :
 $b = b_1 + 2x \leq 0,5(c + d)$
- Tại vị trí ở khoảng giữa nhịp:
 $b = b_1 + \frac{l_{tt}}{3} \leq 0,5(c + d)$

Trong đó: x - là khoảng cách từ gối tới vị trí đặt tải trọng.

Biểu đồ về bề rộng làm việc của bản trên hình 4.4a.

Khi tính lực cắt trên 1m rộng của bản ta phải lấy các tải trọng P_i chia cho các bề rộng làm việc tương ứng với vị trí đặt tải.

Chẳng hạn xác định lực cắt trên gối của bản trên hình 4.4b ta có:

$$q_1 = \frac{P_1}{2b'_x} \quad \text{và} \quad q_2 = \frac{P_2}{2b''_x}$$

Cần chú ý rằng khi tính lực cắt ở một tiết diện nào đó, ta phải đặt tải trọng $\frac{P_i}{2}$ sao cho đầu mút của bề rộng phân bố a_1 trùng với tiết diện đang xét.

Dựa vào đường ảnh hưởng trên hình 4.4b và 4.4c trị số lực cắt ở mặt cắt cách gối một đoạn z được xác định theo công thức sau:

$$Q_{tt} = g \left(\frac{l_{tt}}{2} - z \right) + n_h (1 + \mu) \sum \frac{P_i}{2} \cdot \frac{y_i}{b_{xi}} \quad (4.3)$$

Trong đó: z - Khoảng cách từ gối đến mặt cắt đang xét.

y_i - Tung độ đường ảnh hưởng lực cắt ở vị trí có lực tác dụng P_i .

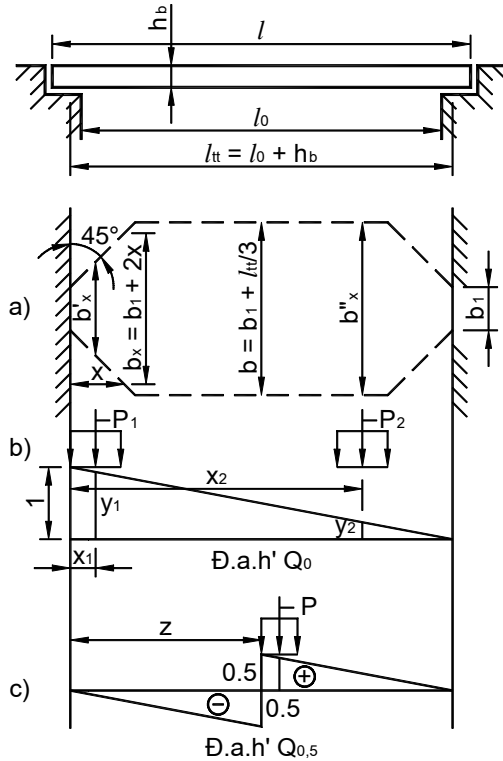
P_i - Tải trọng trên một trục xe.

x_i - Khoảng cách từ gối đến vị trí có tải trọng P_i tác dụng và tương ứng với vị trí này là bề rộng làm việc của bản là b_{xi} .

Từ công thức 4.3 ta có thể xác định được giá trị lực cắt tại các vị trí:

- Tại mặt cắt gối: $Q_0^{tt} = g \frac{l_{tt}}{2} + n_h (1 + \mu) \sum \frac{P_i}{2} \cdot \frac{y_i}{b_{xi}} \quad (4.4)$

- Tại mặt cắt giữa nhịp: $Q_{0,5}^{tt} = n_h (1 + \mu) \frac{P_s}{2} \cdot \frac{y_i}{b_{xi}} \quad (4.5)$



Hình 4.4 Sơ đồ tính toán xác định lực cắt trong bản với tải trọng ô tô

c. Xác định nội lực mômen do tải trọng xe xích

Bề rộng làm việc của bản trong trường hợp này được xác định là:

- Tại vị trí ở trên gối:

$$b = b_1 \geq \frac{l_{tt}}{3}$$

- Tại vị trí ở khoảng giữa nhịp:

$$b = b_1 + \frac{l_{tt}}{3} \geq \frac{2l_{tt}}{3}$$

Biểu đồ bề rộng làm việc của bản trên hình 4.5a. Xuất phát từ biểu đồ bề rộng làm việc của bản, khi tải trọng rải đều của xe xích đặt trên bản, do sự truyền lực trên bề rộng làm việc thay đổi, ta nhận được biểu đồ cường độ tải trọng không đều (hình 4.5b). Vì tại mỗi vị trí xác định, cường độ tải trọng sẽ

$$\text{là: } q = \frac{q_0}{2b_x} \quad (\text{T/m}^2)$$

Trong đó: q_0 - Tải trọng rải đều trên 1m dài của xe xích.

b_x - Bề rộng làm việc của bản cách gối một đoạn là x .

- Trường hợp chiều dài của dải xích lớn hơn hay bằng chiều dài nhịp tính toán (hình 4.5b) thì trị số mômen lớn nhất trên 1m rộng của bản được tính toán xác định khi đặt tải trọng phủ kín đường ảnh hưởng mômen của mặt cắt giữa nhịp:

$$M_{tt} = g \frac{l_{tt}^2}{8} + n_x \left[\frac{q_0}{2b} \cdot \frac{l_{tt}^2}{8} + \left(\frac{q_0}{2b_1} - \frac{q_0}{2b} \right) \frac{z_1^2}{6} \right] \quad (4.6)$$

Trong đó: $n_x = 1,1$ - Là hệ số vượt tải của tải trọng xe xích.

z_1 - Là chiều dài thay đổi bề rộng làm việc từ b_1 đến b (hình 4.5a).

b_1 - Là bề rộng làm việc của bản tại gối.

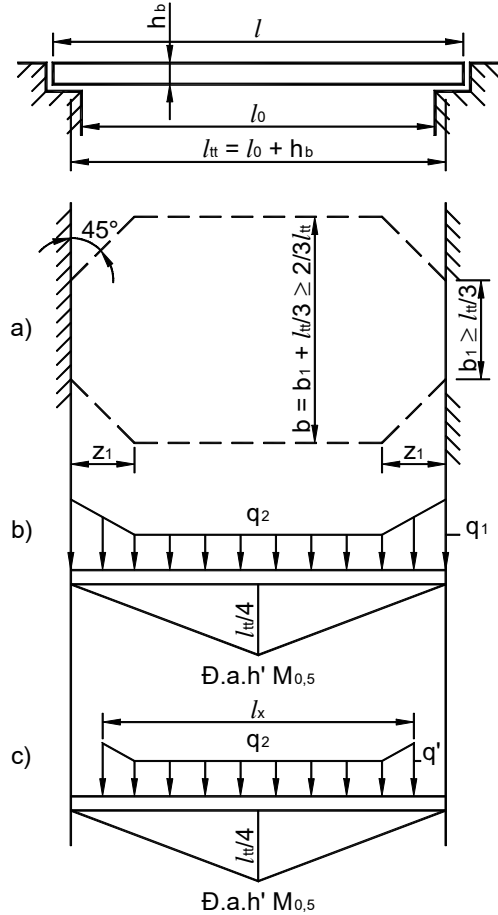
b - Là bề rộng làm việc của bản tại khoảng giữa nhịp.

Trong nhiều trường hợp bề rộng làm việc của bản tại gối là $\frac{l_{tt}}{3}$; tại khoảng giữa nhịp

là $\frac{2l_{tt}}{3}$ và $z_1 = \frac{l_{tt}}{6}$ khi đó mômen tính toán lớn nhất tại tiết diện giữa bản được tính theo công thức:

$$M_{tt} = g \frac{l_{tt}^2}{8} + n_x \frac{7q_0 l_{tt}}{72} \quad (4.7)$$

- Trường hợp chiều dài của dải xích nhỏ hơn chiều dài nhịp tính toán kết cấu nhịp bản (hình 4.5c). Mômen lớn nhất phát sinh tại mặt cắt giữa nhịp, nên cần bố trí đặt tải trọng sao



Hình 4.5 Sơ đồ tính toán xác định nội lực mômen trong bản với tải trọng xe xích

cho tim của dải xích trùng với mặt cắt giữa nhịp. Dựa vào sơ đồ đặt tải trên đường ảnh hưởng (hình 4.5c), với trường hợp bề rộng làm việc của bản tại gối là $\frac{l_{tt}}{3}$; tại khoảng giữa nhịp là $\frac{2l_{tt}}{3}$. Mômen lớn nhất tại giữa nhịp bản trong trường hợp này được xác định:

$$+ \text{ Khi } \frac{l_{tt}}{3} \leq l_x \leq \frac{2l_{tt}}{3} \text{ thì}$$

$$M_{tt} = g \frac{l_{tt}^2}{8} + n_x \frac{3q_0 l_x}{16l_{tt}} \left(l_{tt} - \frac{l_x}{2} \right) \quad (4.8)$$

$$+ \text{ Khi } \frac{2l_{tt}}{3} < l_x < l_{tt} \text{ thì}$$

$$M_{tt} = g \frac{l_{tt}^2}{8} + n_x q_0 \frac{28l_{tt}^3 + 27l_x^3 + 108l_{tt}^2 l_x - 135l_{tt} l_x^2}{288l_{tt}(4l_{tt} - 3l_x)} \quad (4.9)$$

Trong đó: l_x - Là chiều dài của dải xích.
Các ký hiệu khác như đã trình bày ở trên.

d. Xác định lực cắt do tải trọng xe xích

Bề rộng làm việc của bản trong trường hợp này được xác định như trong trường hợp tính mômen và biểu đồ bề rộng làm việc của bản trên hình 4.5a.

- Xác định lực cắt ở mặt cắt gối.

Cần phải xét tới xảy ra hai trường hợp là:

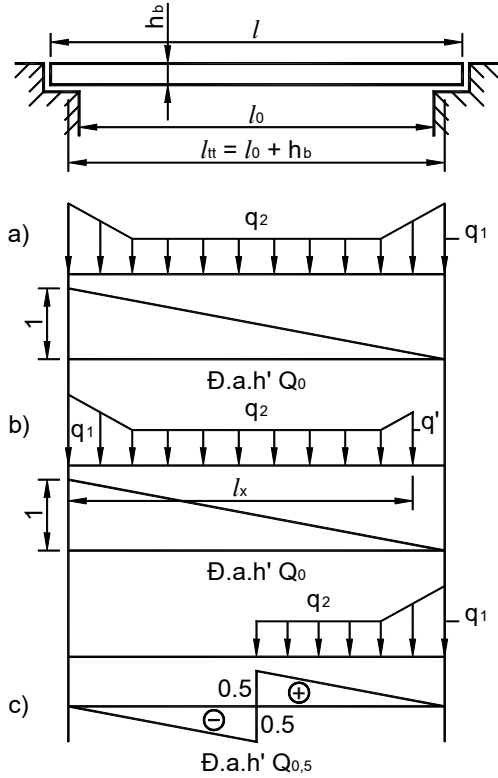
- Khi chiều dài của dải xích lớn hơn hoặc bằng chiều dài nhịp tính toán của bản (hình 4.6a). Dựa vào sơ đồ đặt tải phủ kín đường ảnh hưởng ta có thể xác định được lực cắt tính toán tại gối đối với trường hợp này là:

$$Q_0^t = g \frac{l_{tt}}{2} + n_x \left[\frac{q_0}{2b} \cdot \frac{l_{tt}}{2} + \left(\frac{q_0}{2b_1} - \frac{q_0}{2b} \right) \frac{z_1}{2} \right] \quad (4.10)$$

Xét trường hợp thường gặp bề rộng làm việc của bản tại gối là $l_{tt}/3$; tại khoảng giữa nhịp là $2l_{tt}/3$. Lực cắt tính toán lớn nhất tại gối bản trong trường hợp này được xác định:

$$Q_0^t = g \frac{l_{tt}}{2} + n_x \frac{7q_0}{16} \quad (4.11)$$

- Khi chiều dài của dải xích nhỏ hơn chiều dài nhịp tính toán của bản (hình 4.6b). Dựa vào sơ đồ đặt tải trên đường ảnh hưởng và xét trong trường hợp bề rộng làm việc của bản tại gối là $\frac{l_{tt}}{3}$; tại khoảng giữa nhịp là $\frac{2l_{tt}}{3}$. Lực cắt tính toán lớn nhất tại gối được xác định chỉ có thể xảy ra trong hai trường hợp sau:



Hình 4.6 Sơ đồ tính toán xác định lực cắt trong bản với tải trọng xe xích

+ Trường hợp $l_x \leq \frac{5l_{tt}}{6}$

$$Q_0^{tt} = g \frac{l_{tt}}{2} + n_x q_0 \frac{17l_{tt}^2 - 108l_x^2 + 216l_{tt}l_x}{288l_{tt}^2} \quad (4.12)$$

+ Trường hợp $\frac{5l_{tt}}{6} < l_x < l_{tt}$

$$Q_0^{tt} = g \frac{l_{tt}}{2} + n_x q_0 \frac{74l_{tt}^3 + 36l_x^3 + 55l_{tt}^2l_x - 144l_{tt}l_x^2}{48l_{tt}^2(7l_{tt} - 6l_x)} \quad (4.13)$$

- Xác định lực cắt ở mặt cắt giữa nhịp bản

Do khẩu độ tĩnh không của kết cấu nhịp bản không lớn hơn 6m và chiều dài của dải xích đã được xác định. Vì vậy khi tính toán lực cắt tính toán cho mặt cắt giữa nhịp dưới tác dụng của tải trọng xe xích chỉ có thể xảy ra trường hợp tải trọng phủ kín phần dương của đường ảnh hưởng lực cắt (hình 4.6c). Lực cắt tính toán trong trường hợp này được xác định chỉ do tác dụng của hoạt tải.

$$Q_{0,5}^{tt} = n_x \left[\frac{q_0}{2b} \cdot \frac{l_{tt}}{8} + \left(\frac{q_0}{2b_1} - \frac{q_0}{2b} \right) \frac{z_1^2}{6l_{tt}} \right] \quad (4.14)$$

- Xét trong trường hợp thường gặp bề rộng làm việc của bản tại gối là $l_{tt}/3$; tại khoảng giữa nhịp là $2l_{tt}/3$. Lực cắt tính toán tại giữa nhịp bản được xác định theo công thức sau:

$$Q_{0,5}^{tt} = n_x \frac{7q_0}{72} \quad (4.15)$$

e. *Xác định nội lực trong bản do tải trọng xe bánh đặc biệt*

Đối với hoạt tải là xe bánh đặc biệt, tải trọng là một hệ bốn tải trọng tập trung di động. Bề rộng làm việc của bản cũng được xác định như đối với xe xích.

- Tại vị trí ở trên gối:

$$b = b_1 \geq \frac{l_{tt}}{3}$$

- Tại vị trí ở khoảng giữa nhịp:

$$b = b_1 + \frac{l_{tt}}{3} \geq \frac{2l_{tt}}{3}$$

Biểu đồ bề rộng làm việc của bản trên hình 4.7a. Khi tính toán xác định nội lực trong bản trong trường hợp này tại mặt cắt nào thì vẽ đường ảnh hưởng nội lực cho mặt cắt đó. Chất tải trọng lên đường ảnh hưởng nội lực cũng giống như khi tính toán đối với tải trọng ô tô. Vì có bốn tải trọng di động ở gần nhau, cho nên tùy theo khâu độ tính toán của bản và chiều dài đặt tải của đường ảnh hưởng có thể sẽ có một, hai, ba hoặc bốn tải trọng tác dụng lên đường ảnh hưởng. Căn cứ vào sơ đồ chất tải trên đường ảnh hưởng ta dễ dàng tính toán được nội lực tại các mặt cắt. Thông thường đối với kết cấu nhịp bản, ta chỉ cần xác định nội lực tính toán tại mặt cắt gối và giữa nhịp. Chẳng hạn:

- Xác định mômen tính toán tại mặt cắt giữa nhịp bản (hình 4.7b) được tính theo công thức sau:

$$M_{tt} = g \frac{l_{tt}^2}{8} + n_{xb} \frac{P}{2} \sum \frac{y_i}{b_{xi}} \quad (4.16)$$

Trong đó: $n_{xb} = 1,1$ - Là hệ số vượt tải của xe bánh đặc biệt.

y_i - Tung độ đường ảnh hưởng mômen ở vị trí có lực tác dụng P.

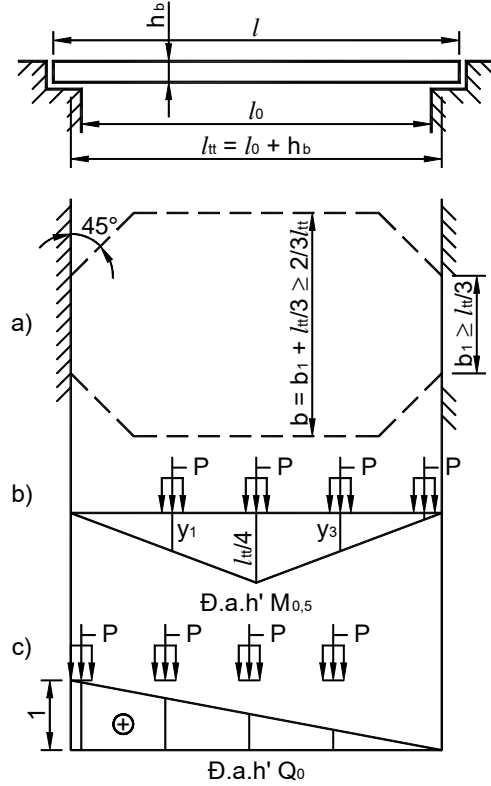
$P = 20$ Tấn - Tải trọng trên một trục của xe bánh đặc biệt.

x_i - Là các khoảng cách từ gối đến vị trí có tải trọng P tác dụng và tương ứng với vị trí này là bề rộng làm việc của bản là b_{xi} .

- Khi chất tải để tính toán lực cắt cũng giống đối với ô tô (hình 4.7c), tức là ta phải đặt một tải trọng P/2 nào đó sao cho đầu mút của bề rộng phân bố a_1 trùng với tiết diện đang xét. Lực cắt tính toán tại mặt cắt gối được xác định:

$$Q_0^{tt} = g \frac{l_{tt}}{2} + n_{xb} \frac{P}{2} \sum \frac{y_i}{b_{xi}} \quad (4.17)$$

Trong đó: y_i - Tung độ đường ảnh hưởng lực cắt ở vị trí có lực tác dụng P.



Hình 4.7 Sơ đồ tính toán xác định nội lực trong bản với tải trọng xe bánh đặc biệt

Các ký hiệu khác như trình bày ở trên.

4.3.2. Tính nội lực trong kết cấu nhịp bản lắp ghép

Khi tính toán xác định nội lực trong kết cấu nhịp bản lắp ghép, người ta thường tách riêng từng khối ra để tính. Nhưng thực tế giữa các khối này có liên kết mộng với nhau (xem như liên kết khớp), cho nên dưới tác dụng của hoạt tải theo hướng ngang cầu sẽ có một số khối nhất định cùng tham gia chịu lực. Để kể đến tính chất cùng làm việc này giữa các khối, theo hướng ngang cầu người ta dùng hệ số phân bố ngang của tải trọng, còn theo hướng dọc cầu ta đặt tải trọng lên đường ảnh hưởng của nội lực cần tính, rồi dùng các công thức đã học trong “Cơ học kết cấu” để tính nội lực.

Để tính hệ số phân bố ngang của tải trọng người ta giả định rằng:

- Mặt cắt ngang của từng khối là hoàn toàn cứng, nên không xét sự biến dạng ngang của nó theo hướng ngang cầu.

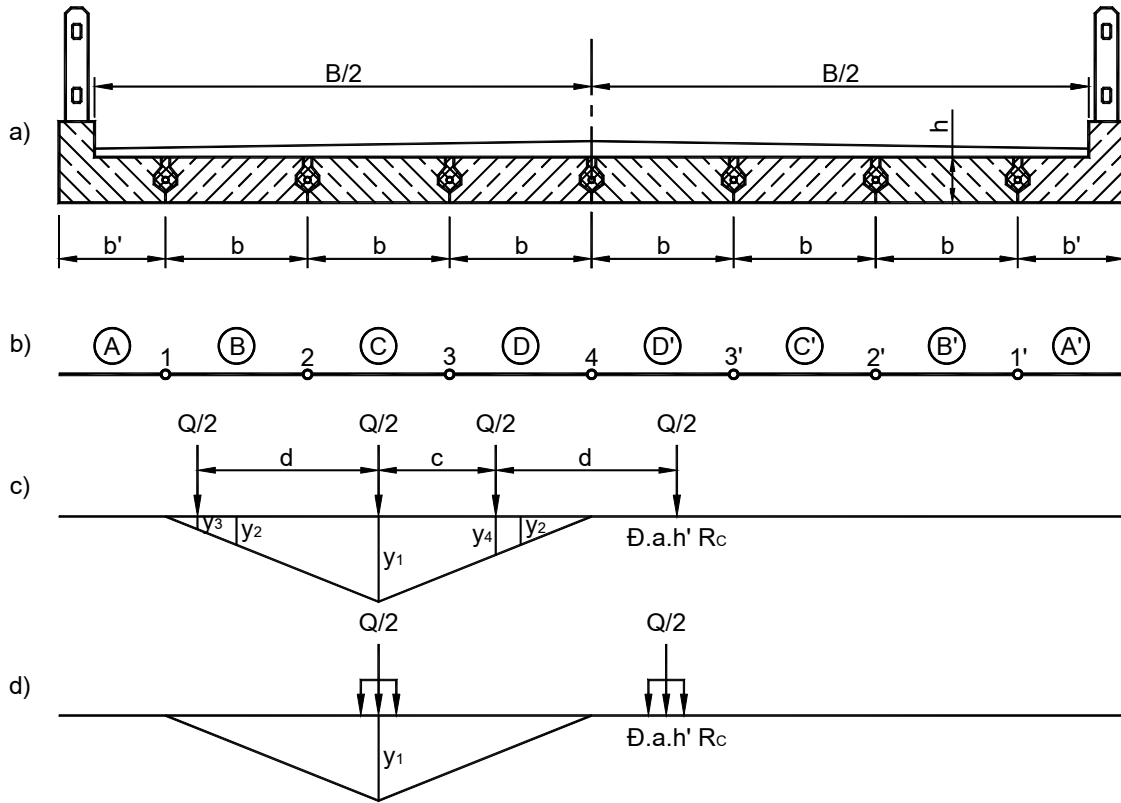
- Khi tải trọng đặt lên một khối giữa nào đó, thì tải trọng này được phân bố cho ba khối theo hướng ngang cầu cùng chịu (khối bản thân nó và hai khối bên cạnh). Khi tải trọng tác dụng trên khối biên thì chỉ phân cho hai khối chịu.

Vì vậy theo mặt cắt ngang cầu ta chia khối thành hai nhóm (hai khối biên và còn lại là các khối giữa) rồi tính hệ số phân bố ngang cho từng khối. Sau đó chọn khối có hệ số phân bố ngang lớn nhất để tính toán.

a. Tính hệ số phân bố ngang của tải trọng cho các khối

Khi không xét tới mômen xoắn do tải trọng lệch tâm ngang cầu của từng khối, ta có thể tìm hệ số phân bố ngang cho các khối theo nguyên tắc đòn bẩy. Trường hợp này thường áp dụng với mặt cắt gối, vì tại mặt cắt này các khối bản không bị xoắn do độ cứng của bản tại mặt cắt này rất lớn. Với một mức độ an toàn nào đó, ta cũng có thể dùng nguyên tắc này để tính hệ số phân bố ngang cho các mặt cắt trong phạm vi giữa dầm.

Xuất phát từ vấn đề cấu tạo mặt cắt ngang của kết cấu nhịp bản lắp ghép (hình 4.8a) bề rộng của mỗi khối thường là 1m và sơ đồ quy định về sự sắp xếp tải trọng theo phương ngang cầu. Cho nên qua kinh nghiệm tính toán cho thấy kết quả tính toán hệ số phân bố ngang cho các khối giữa thường lớn hơn kết quả tính toán cho khối biên. Vì vậy ở đây ta chỉ đề cập đến phương pháp tính hệ số phân bố ngang của tải trọng cho các khối giữa của kết cấu nhịp bản lắp ghép.



Hình 4.8 Sơ đồ tính toán phân bố tải trọng giữa các khối bản lắp ghép

Để tính hệ số phân bố ngang của tải trọng xuống một khối bất kỳ nào, ta vẽ đường ảnh hưởng áp lực cho khối đó, rồi chất tải lên đường ảnh hưởng áp lực vừa vẽ ở vị trí bất lợi nhất theo quy định để tính toán.

Chẳng hạn ta tính hệ số phân bố ngang cho khối giữa C (hình 4.8b)

- Tính tung độ của đường ảnh hưởng áp lực

Để dàng nhận thấy khi tải trọng $P = 1$ đặt ở giữa khối C thì tải trọng này sẽ phân cho khối C chịu áp lực là y_1 còn hai khối bên cạnh là B và D cùng chịu một áp lực là y_2 , trị số áp lực y_2 cũng chính là trị số áp lực do $P = 1$ đặt giữa khối B hoặc khối D gây ra cho khối C. Dựa vào giả định đã nêu ở trên và sơ đồ tính toán trên hình 4.8b thì khi tải trọng đặt ở bên trái và tại khớp 1 sẽ không gây áp lực cho khối C, khi tải trọng đặt bên phải và tại khớp 4 cũng cho kết quả tương tự.

Từ điều kiện cân bằng ta có:

$$y_1 + 2y_2 = P = 1 \quad (4.18)$$

Dựa vào tam giác đồng dạng ta có:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{3} \Rightarrow y_1 = 3y_2 \quad (4.19)$$

Từ hai phương trình (4.18) và (4.19) ta tìm được $y_1 = 0,6$. Đường ảnh hưởng áp lực cho khối C được vẽ trên hình 4.8c.

- Tính hệ số phân bố ngang

Dựa vào đường ảnh hưởng áp lực vừa vẽ và sơ đồ đặt tải theo hướng ngang cầu đã quy định để tính toán.

+ Đối với tải trọng ô tô (sơ đồ đặt tải trên hình 4.8c) ta tính được

$$R_c = \frac{Q}{2} y_1 + \frac{Q}{2} y_3 + \frac{Q}{2} y_4 = \frac{Q}{2} (y_1 + y_3 + y_4) = \frac{Q}{2} \sum y_i = \eta Q$$

Trong đó: Q - Là trọng lượng một xe ô tô.

Vậy hệ số phân bố ngang của khối C sẽ là

$$\eta = 0,5 \sum y_i \quad (4.20)$$

+ Đối với tải trọng xích và xe bánh đặt biệt, do khoảng cách tim giữa hai dải xích hoặc hai bánh xe theo phương ngang cầu thường lớn hơn chiều dài đặt tải của đường ảnh hưởng áp lực. Cho nên chỉ có một dải xích hoặc một hàng bánh xe đặt vào tung độ lớn nhất của đường ảnh hưởng áp lực, vì vậy sơ đồ đặt tải như trên hình 4.8d.

$$R_c = \frac{Q}{2} \cdot y_1 = \eta \cdot Q$$

Trong đó: Q - Là trọng lượng xe xích hoặc xe bánh đặc biệt

Vậy hệ số phân bố ngang của khối C sẽ là

$$\eta = 0,5 y_1 \quad (4.21)$$

b. Tính toán xác định nội lực tại các mặt cắt của kết cấu nhịp bản

Để tính toán xác định nội lực trong kết cấu nhịp bản lắp ghép ta cũng tính cho 1m bề rộng bản (bằng bề rộng của một khối lắp ghép). Mục đích cuối cùng của việc xác định nội lực là vẽ hình bao nội lực lớn nhất và nhỏ nhất của mômen và lực cắt. Mômen cần thiết để tính cốt thép dọc chủ chịu lực, còn lực cắt để kiểm tra về cắt và ứng suất kéo chính, cũng như để tính toán bố trí cốt thép đai và cốt thép xiên.

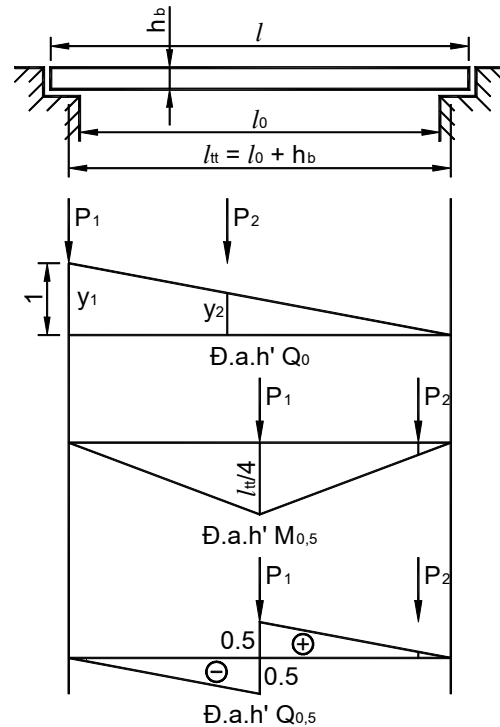
Đối với kết cấu nhịp bản, vì khẩu độ nhỏ, cho nên khi tính toán sơ bộ thường chỉ tính giá trị nội lực ở mặt cắt gối và giữa nhịp. Các giá trị trung gian được lấy theo sự thay đổi gần đúng như sau: Đối với hình bao mômen được lấy theo đường parabol bậc hai (ở mặt cắt gối bằng không và lớn nhất tại giữa nhịp), còn đối với hình bao lực cắt lấy theo nội suy bậc nhất giữa hai giá trị tại gối và giữa nhịp.

Trong những trường hợp quan trọng hơn, thì hình bao nội lực mômen được xác định ở từng mặt cắt, thông thường từ 6 đến 10 mặt cắt theo chiều dài nhịp.

Thông thường ta chỉ cần xác định nội lực cho ba mặt cắt tại gối, tại giữa nhịp và tại 1/4 khẩu độ nhịp.

Để tính toán xác định nội lực tại một mặt cắt nào đó của kết cấu nhịp bản, ta vẽ các đường ảnh hưởng nội lực cho mặt cắt đó, rồi chắt tải lên đường ảnh hưởng ở vị trí bất lợi để tính toán xác định giá trị nội lực cho mặt cắt đó.

Đường ảnh hưởng để tính toán xác định nội lực trong bản tại hai mặt cắt tại gối và giữa nhịp được vẽ trên hình 4.9. Căn cứ vào các đường ảnh hưởng nội lực đã vẽ và sơ đồ chắt tải trên đường ảnh hưởng, ta dễ dàng xác định được nội lực.



Hình 4.9 Đường ảnh hưởng nội lực tại các mặt cắt để chắt tải tính toán nội lực trong kết cấu nhịp bản lắp ghép

- Tính toán nội lực mômen trong bản tại mặt cắt giữa nhịp.

+ Đối với tải trọng ô tô

$$M_{tt} = g \frac{l_{tt}^2}{8} + n_h \eta_h (1 + \mu) \sum P_i y_i \quad (4.22)$$

+ Đối với tải trọng xe xích

$$\text{- Khi } l_x \geq l_{tt} \quad M_{tt} = (g + n_x \eta_x q_0) \frac{l_{tt}^2}{8} \quad (4.23)$$

$$\text{- Khi } l_x < l_{tt} \quad M_{tt} = g \frac{l_{tt}^2}{8} + n_x \eta_x q_0 \frac{l_x}{4} \left(l_{tt} - \frac{l_x}{2} \right) \quad (4.24)$$

+ Đối với tải trọng xe bánh đặc biệt

$$M_{tt} = g \frac{l_{tt}^2}{8} + n_{xb} \eta_{xb} \sum P_i y_i \quad (4.25)$$

Trong đó:

g - Tĩnh tải tính toán trên 1m dài bản của khối lắp ghép.

$l_{tt} = l_0 + h_b$ - Là khẩu độ tính toán của bản.

$n_h = 1,4$ - Là hệ số vượt tải đối với tải trọng ô tô.

$n_x = 1,1$ - Là hệ số vượt tải đối với tải trọng xe xích.

$n_{xb} = 1,1$ - Là hệ số vượt tải đối với tải trọng xe bánh đặc biệt.

η_h - Là hệ số phân bố ngang của tải trọng ô tô.

η_x - Là hệ số phân bố ngang của tải trọng xe xích.

η_{xb} - Là hệ số phân bố ngang của tải trọng xe bánh đặc biệt

$(1 + \mu)$ - Là hệ số xung kích khi tính với tải trọng ô tô.

P_i - Là trọng lượng trục xe tác dụng lên đường ảnh hưởng (bằng trọng lượng một trục xe nhân với số làn xe).

y_i - Là tung độ đường ảnh hưởng dưới vị trí tải trọng P_i .

q_0 - Là cường độ tải trọng trên 1m dài xe xích.

l_x - Là chiều dài của dải xích.

- Tính toán lực cắt trong bản tại mặt cắt gối.

+ Đối với tải trọng ô tô

$$Q_0^{\text{tt}} = g \frac{l_{\text{tt}}}{2} + n_h \eta_h (1 + \mu) \sum P_i y_i \quad (4.26)$$

+ Đối với tải trọng xe xích

$$\text{- Khi } l_x \geq l_{\text{tt}} \quad Q_0^{\text{tt}} = (g + n_x \eta_x q_0) \frac{l_{\text{tt}}}{2} \quad (4.27)$$

$$\text{- Khi } l_x < l_{\text{tt}} \quad Q_0^{\text{tt}} = g \frac{l_{\text{tt}}}{2} + n_x \eta_x q_0 \frac{l_x (2l_{\text{tt}} - l_x)}{2l_{\text{tt}}} \quad (4.28)$$

+ Đối với tải trọng xe bánh đặc biệt

$$Q_0^{\text{tt}} = g \frac{l_{\text{tt}}}{2} + n_{\text{xb}} \eta_{\text{xb}} \sum P_i y_i \quad (4.29)$$

- Tính toán lực cắt trong bản tại mặt cắt giữa nhịp

Lực cắt trong trường hợp này chỉ do tác dụng của hoạt tải

+ Đối với tải trọng ô tô

$$Q_{0,5}^{\text{tt}} = n_h \eta_h (1 + \mu) \sum P_i y_i \quad (4.30)$$

+ Đối với tải trọng xe xích (luôn luôn xảy ra trường hợp $l_x \geq l_{\text{tt}}/2$)

$$Q_{0,5}^{\text{tt}} = n_x \eta_x q_0 \frac{l_{\text{tt}}}{8} \quad (4.31)$$

+ Đối với tải trọng xe bánh đặc biệt

$$Q_{0,5}^{\text{tt}} = n_{\text{xb}} \eta_{\text{xb}} \sum P_i y_i \quad (4.32)$$

Khi tính nội lực tiêu chuẩn, ta cũng sử dụng các công thức trên, nhưng không kể tới hệ số vượt tải và hệ số xung kích. Trị số để tính toán thiết kế bản là lấy trị số lớn giữa trị số khi tính cho tải trọng ô tô và khi tính cho tải trọng xe xích hoặc xe bánh đặc biệt.

4.4. Chọn tiết diện bản

4.4.1. Yêu cầu cấu tạo

- Chiều dày bản xe chạy không nhỏ quá 10cm; chiều dày của bản bộ hành không nhỏ quá 6cm khi lắp ghép và 8cm khi kết cấu toàn khối. Ngoài ra, cần chú ý yêu cầu về độ cứng của bản. Muốn vậy, chiều dày bản không nhỏ quá 1/25 chiều dài nhịp của nó.

- Chiều dày lớp bê tông bảo vệ không nhỏ quá 2cm.

- Cốt thép chịu lực dùng loại tròn trơn nhóm A - I hoặc loại có gờ nhóm A - II. Đường kính cốt thép không được nhỏ quá 10mm đối với bản xe chạy và trong bản bộ hành không nhỏ quá 6mm.

- Số lượng cốt thép trong 1m rộng của bản lấy từ 5 đến 14 thanh. Khoảng cách giữa chúng không lớn hơn hai lần bề dày bản.

- Bố trí cốt thép phân bố có diện tích không nhỏ quá 15 đến 20% diện tích cốt thép chịu lực. Đường kính cốt thép phân bố không nhỏ quá 6mm. Cốt thép phân bố đặt tất cả những chỗ uốn của cốt thép chịu lực, còn trên các đoạn thẳng bố trí không thưa quá 4 thanh trên 1m rộng.

- Trong các kết cấu bản toàn khối, bố trí cốt thép rời, cần phải uốn khoảng 30 đến 50% cốt thép dọc chịu lực ở dưới lên tại hai hoặc ba chỗ, cách gối khoảng 1/6 đến 1/4 khẩu độ nhịp. Góc uốn thông thường trong các kết cấu bản là 30° .

- Trong các bản lắp ghép, bố trí cốt thép cho bản bằng lưới hàn thì không cần bố trí cốt thép xiên, vì các mối hàn giữa cốt thép dọc và cốt thép ngang đã đảm bảo nâng cao cường độ của tiết diện chống ứng suất kéo chính.

4.4.2. Chọn tiết diện bản

Khi chọn tiết diện của bản, ta căn cứ vào tỷ số phần trăm (p) về hàm lượng thép hoặc vào diện tích cốt thép F_t để dự kiến cấu tạo.

Chiều dày của bản được ước định từ các yêu cầu cơ bản về thi công và về cấu tạo đã nêu ở trên, thường là kích thước xuất phát đầu tiên.

a. Xuất phát từ tỷ số phần trăm của hàm lượng cốt thép

$$p = 100\mu = \frac{100F_t}{bh_0}$$

Trong đó: $\mu = \frac{F_t}{bh_0}$ - là hàm lượng cốt thép.

Khi bê tông có mác 250 hoặc 300 và cốt thép chịu lực có gờ nhóm A - II hoặc A - III thì $p = 1 \div 1,5\%$.

Khi bê tông có mác thấp hơn và cốt thép chịu lực trơn trơn nhóm A - I thì $p = 0,7 \div 1,2\%$.

Chiều cao làm việc của bản được xác định:

$$h_0 = \sqrt{\frac{1}{\alpha(1-0,5\alpha)}} \cdot \sqrt{\frac{M}{bR_u}} \quad (4.33)$$

Trong đó: $\alpha = \frac{x}{h_0} = \frac{F_t}{bh_0} \cdot \frac{R_t}{R_u} = \mu \cdot \frac{R_t}{R_u}$ (4.34)

Diện tích cốt thép: $F_t = \mu bh_0$ (4.35)

Chiều cao toàn bộ của bản (cm): $h = h_0 + \frac{\Phi}{2} + 2$ (4.36)

Trong đó: Φ - Đường kính đã chọn của cốt thép dọc chịu lực.

b. Trường hợp chọn trước diện tích cốt thép chịu lực F_t

Chẳng hạn đối với kết cấu nhịp bản lắp ghép, không uốn cốt thép xiên, nên diện tích cốt thép ở giữa nhịp và ở tại gối bằng nhau thì:

$$h_0 = \frac{M}{R_t F_t} + \frac{R_t F_t}{2bR_u} \quad \text{và} \quad h = h_0 + \frac{\Phi}{2} + 2 \quad (4.37)$$

c. Trường hợp chọn trước chiều dày bản

Đây là trường hợp thông thường hay áp dụng. Vì chọn trước bề dày bản và đường kính cốt thép dọc chịu lực, cho nên dễ dàng tính chiều cao làm việc của tiết diện bản.

$$h_0 = h - \frac{\Phi}{2} - 2 \quad (\text{cm}) \quad (4.38)$$

và diện tích cốt thép được F_t xác định

$$F_t = \frac{R_u}{R_t} b \left(h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{bR_u}} \right) \quad (4.39)$$

Trong đó: b - Bề rộng tính toán của bản (thường là 100cm).

R_u - Cường độ chịu nén khi uốn của bê tông.

R_t - Cường độ chịu kéo của cốt thép.

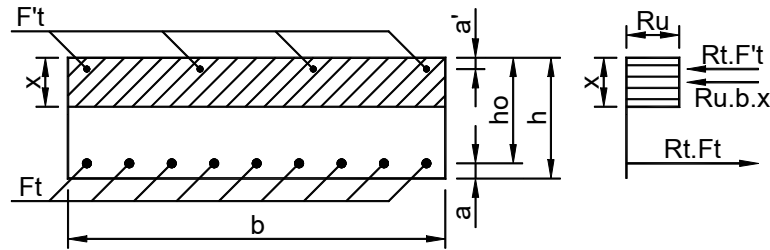
M - Mômen tính toán lớn nhất (kể tới hệ số vượt tải và xung kích).

4.5. Kiểm tra cường độ cho kết cấu bản

4.5.1. Theo điều kiện về mômen uốn trên tiết diện thẳng góc

Khi tính cường độ mômen uốn, ta chấp nhận giả thiết sau đây: Cốt thép và bê tông vùng chịu nén làm việc đến cường độ giới hạn, còn bê tông vùng chịu kéo không làm việc.

Xuất phát từ các phương trình cân bằng giữa nội lực và ngoại lực: tổng hình chiếu xuống trục nằm ngang và lấy mômen đối với trọng tâm của cốt thép chịu kéo (hình 4.10).



Hình 4.10 Sơ đồ tính toán tiết diện bản về cường độ theo mômen uốn

Xét tổng quát, tiết diện bản có bố trí cả hai loại cốt thép F_t và F'_t .

$$R_u b x + R_t F'_t = R_t F_t \quad (4.40)$$

Chiều cao vùng chịu nén x được rút ra từ phương trình (4.40)

$$x = \frac{R_t (F_t - F'_t)}{b R_u} \quad (4.41)$$

Điều kiện bền theo mômen uốn được xác định:

$$M \leq R_u b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_t F'_t (h_0 - a') \quad (4.42)$$

Trong đó: b - Bề rộng tính toán của tiết diện bản (thường là 100cm).

R_u - Cường độ chịu nén khi uốn của bê tông.

R_t - Cường độ chịu kéo của cốt thép.

F_t - Diện tích cốt thép vùng chịu kéo.

F'_t - Diện tích cốt thép vùng chịu nén.

a - Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép vùng chịu kéo đến đáy bản.

a' - Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép vùng chịu nén đến mép trên của bản.

M - Mômen tính toán lớn nhất (kể tới hệ số vượt tải và xung kích).

Tiết diện miền chịu nén phải thỏa mãn điều kiện:

$$x \leq 0,55h_0 \text{ và } x \geq 2a'$$

Nếu $x > 0,55h_0$ cần tăng kích thước tiết diện hay mác bê tông, hoặc tăng diện tích cốt thép vùng nén F'_t .

Nếu $x < 2a'$ trong tính toán sẽ chỉ đưa vào diện tích cốt thép nào thoả mãn điều kiện $x \geq 2a'$.

Trường hợp các tiết diện không có bố trí cốt thép chịu nén thì không có điều kiện $x \geq 2a'$.

4.5.2. Kiểm tra các tiết diện của bản dưới tác dụng của lực cắt

Chiều dày của bản chọn theo mômen uốn cần được kiểm tra lại về cường độ do tác dụng của lực cắt.

Tiết diện nguy hiểm cần kiểm tra là tiết diện tại gối. Kinh nghiệm cho thấy rằng, cường độ chịu lực cắt thường được bảo đảm và không cần sử dụng cốt xiên hoặc cốt đai, nếu thoả mãn điều kiện.

$$Q \leq R_k^0 b h_0 \quad (4.43)$$

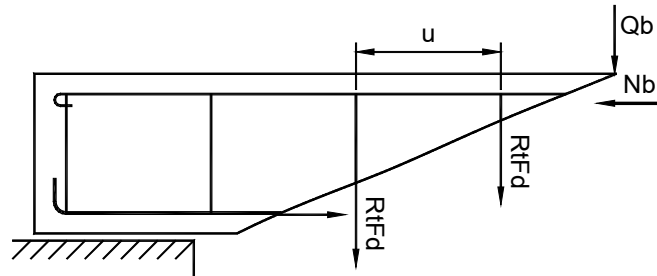
Trong đó:

Q - Lực cắt tính toán lớn nhất (kể tới hệ số vượt tải và xung kích).

R_k^0 - Cường độ tính toán chịu kéo dọc trục của bê tông.

Khi điều kiện (4.41) không thoả mãn thì kiểm tra tiết diện bản về lực cắt trên tiết diện nghiêng. Về cấu tạo và cách bố trí cốt thép cho hai loại kết cấu bản toàn khối và lắp ghép đã được giới thiệu ở chương 3. Để kiểm toán bản về cường độ trên mặt cắt nghiêng theo lực cắt phải căn cứ vào khả năng chịu lực của loại cốt thép đặt trong kết cấu.

- Đối với kết cấu bản lắp ghép, thông thường chỉ bố trí cốt thép dọc chịu lực và cốt thép đai.



Hình 4.11 Sơ đồ tính toán cường độ tiết diện nghiêng cho kết cấu bản lắp ghép dưới tác dụng của lực cắt

Điều kiện kiểm toán ở đây xuất phát từ điều kiện lực cắt tính toán phải nhỏ hơn khả năng chịu lực cắt của bê tông và cốt đai chịu (hình 4.11), tức là:

$$Q \leq Q_{db} \Rightarrow Q \leq \sqrt{0,6 R_u b h_0^2 q_d} - q_d u \quad (4.44)$$

Trong đó: q_d - Là khả năng chịu lực cắt trên một đơn vị chiều dài bản được xác định bằng công thức tính toán (4.45).

$$q_d = \frac{m_d R_d F_d}{u} \quad (4.45)$$

b - Bề rộng tính toán của tiết diện bản (thường là 100cm).

R_u - Cường độ chịu nén khi uốn của bê tông.

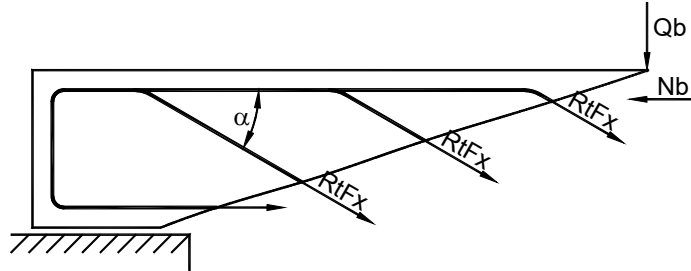
h_0 - Chiều cao làm việc (có hiệu) của tiết diện bê tông bản.

u - Là khoảng cách giữa các cốt thép đai.

m_d - Là hệ số điều kiện làm việc của cốt thép đai lấy bằng 0,8.

R_d - Là cường độ tính toán của cốt thép đai.
 F_d - Là diện tích chịu lực của một cốt thép đai.
 Q - Lực cắt tính toán lấy tại tiết diện gối đỡ đơn giản và thiên về an toàn.

- Đối với kết cấu bản toàn khối, thông thường không bố trí cốt thép đai.



Hình 4.12 Sơ đồ tính toán cường độ tiết diện nghiêng cho kết cấu bản toàn khối dưới tác dụng của lực cắt

Điều kiện kiểm toán xuất phát từ điều kiện lực cắt tính toán phải nhỏ hơn khả năng chịu lực cắt do cốt thép xiên và bê tông chịu (hình 4.12).

$$Q \leq Q_x + Q_b \Rightarrow Q \leq m_x \sum R_x F_x \sin \alpha + R_k^0 b h_0 \quad (4.46)$$

Trong đó: m_x - Là hệ số điều kiện làm việc của cốt thép xiên lấy bằng 0,8.

R_x - Là cường độ tính toán của cốt thép xiên.

F_x - Là diện tích mặt cắt của cốt thép xiên.

α - Góc nghiêng của cốt thép xiên với trục bản.

R_k^0 - Là cường độ tính toán chịu kéo dọc trục của bê tông.

4.6. Tính toán độ võng kết cấu nhịp bản theo trạng thái giới hạn thứ hai

Khi tính toán xác định độ võng của kết cấu nhịp cầu bản bê tông cốt thép thường, phải xét đến sự giảm độ cứng do miền bê tông chịu kéo không làm việc.

Đối với kết cấu nhịp bản, vì khẩu độ luôn nhỏ hơn 15m nên độ võng của kết cấu nhịp bản do hoạt tải gây ra có thể xác định với độ cứng:

$$B = 0,8 E_b I \quad (4.47)$$

Trong đó: E_b - Môđun đàn hồi của bê tông.

I - Mômen quán tính quy đổi của tiết diện bản có sơ đồ tính toán trên hình 4.13 và được xác định như sau:

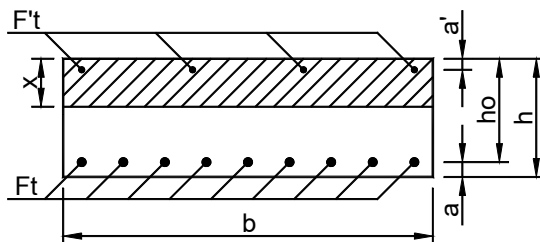
Xác định vị trí trục trung hoà từ phương trình mômen tĩnh của các bộ phận làm việc của tiết diện lấy đối trục đó bằng không.

$$b x^2 - 2n[F_t(h_0 - x) + F'_t(x - a')] = 0 \quad (4.48)$$

Trong đó: $n = \frac{E_t}{E_b}$ - Là tỷ số môđun đàn hồi của cốt thép và bê tông. Tỷ số này có thể lấy theo (Bảng 4.1). Các ký hiệu khác xem trên hình 4.13.

Mômen quán tính của tiết diện tính đối được xác định:

$$I = \frac{b x^3}{3} + n[F_t(h_0 - x)^2 + F'_t(x - a')^2] \quad (4.49)$$



Hình 4.13 Sơ đồ để tính toán mômen quán tính quy đổi của tiết diện bản

Bảng 4.1
HỆ SỐ n DÙNG ĐỂ TÍNH ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC CỦA TIẾT DIỆN QUY ĐỔI

Loại cốt thép	Mác bê tông					
	200	250	300	400	500	600
Đối với cốt thép thanh	7,7	7,1	6,5	5,8	5,4	5,1
Đối với cốt thép sợi	6,8	6,2	5,7	5,2	4,8	4,5

Nếu biết độ cứng B, độ võng của kết cấu nhịp bản dưới tác dụng của hoạt tải được tính theo các trường hợp sau:

4.6.1. Tính độ võng kết cấu bản toàn khối

- Đối với tải trọng ô tô, ta chỉ xét cho trường hợp khi trục sau của xe nặng đặt tại giữa nhịp bản.

$$f = \frac{P_s^{tc} l_{tt}^3}{48(2b)B} = \frac{P_s^{tc} l_{tt}^3}{96bB} \leq \frac{1}{400} l_{tt} \quad (4.50)$$

Trong đó: P_s^{tc} - Trọng lượng trục sau tiêu chuẩn của xe nặng.

b - Bề rộng làm việc của bản tại giữa nhịp.

- Đối với tải trọng xe xích, có hai trường hợp xảy ra. Để đơn giản ta coi bề rộng làm việc của bản ở gối cũng như giữa nhịp là $2l_{tt}/3$.

+ Khi $l_x \geq l_{tt}$

$$f = \frac{5q_0 l_{tt}^3}{512B} \leq \frac{1}{400} l_{tt} \quad (4.51)$$

+ Khi $l_x < l_{tt}$

$$f = \frac{q_0 l_{tt}^3}{512B} (8 - 4\xi^2 + \xi^3) \xi \leq \frac{1}{400} l_{tt} \quad (4.52)$$

Trong đó: q_0 - Tải trọng rải đều trên 1m dài xe xích.

$\xi = \frac{l_x}{l_{tt}}$ - Tỷ số giữa chiều dài dải xích và khẩu độ tính toán bản.

4.6.2. Tính độ võng kết cấu bản lắp ghép

- Đối với tải trọng ô tô

$$f = \frac{\eta_h P_s^{tc} l_{tt}^3}{48B} \leq \frac{1}{400} l_{tt} \quad (4.53)$$

Trong đó: η_h - Hệ số phân bố ngang của tải trọng ô tô.

- Đối với tải trọng xe xích

+ Khi $l_x \geq l_{tt}$

$$f = \frac{5\eta_x \cdot q_0 \cdot l_{tt}^4}{384 \cdot B} \leq \frac{1}{400} l_{tt} \quad (4.54)$$

+ Khi $l_x < l_{tt}$

$$f = \frac{\eta_x \cdot q_0 \cdot l_{tt}^4}{384 \cdot B} (8 - 4\xi^2 + \xi^3) \xi \leq \frac{1}{400} l_{tt} \quad (4.55)$$

Trong đó: η_x - Hệ số phân bố ngang của tải trọng xe xích.

4.7. Tính toán kết cấu nhịp bản theo trạng thái giới hạn thứ ba về nứt

Nội dung cơ bản của tính toán về nứt đối với kết cấu bê tông cốt thép thường là xác định độ rộng vết nứt lớn nhất rồi so sánh với độ rộng cho phép của vết nứt.

Các tính toán đều thực hiện với nội lực tiêu chuẩn (không xét tới hệ số vượt tải và hệ số xung kích).

Để nâng cao tính chống nứt của bản, người ta dùng các biện pháp sau:

- Cốt thép dọc chịu lực và cốt thép xiên của bản phải có cấu tạo sao cho bề rộng vết nứt Δ không vượt quá 0,02cm đối với tổ hợp tải trọng chính và 0,025cm đối với tổ hợp phụ; trường hợp sau vẫn thiên về an toàn so với trị số giới hạn của đường nứt là 0,03cm.

- Hạn chế bớt ứng suất kéo chính.

4.7.1. Tính bề rộng vết nứt

Tính theo công thức của O. Ia. Berogo.

- Khi cốt thép tròn trơn:

$$a_n = 0,5 \frac{\sigma_t}{E_t} \psi_1 R_r \leq \Delta \quad (4.56)$$

- Khi cốt thép có gờ và đối với cốt thép xiên:

$$a_n = 3,0 \frac{\sigma_t}{E_t} \psi_2 \sqrt{R_r} \leq \Delta \quad (4.57)$$

Trong đó: σ_t - Ứng suất trong cốt thép do tải trọng tiêu chuẩn gây ra.

$$\text{Trong cốt thép dọc: } \sigma_t = \frac{M^{tc}}{F_t \cdot z} \quad (4.58)$$

$$\text{Trong cốt thép xiên: } \sigma_t = \frac{Q^{tc}}{Q} R_t \quad (4.59)$$

M^{tc} và Q^{tc} - Các nội lực do tải trọng tiêu chuẩn gây ra.

Q - Lực cắt do tải trọng tính toán gây ra.

z - Cánh tay đòn nội ngẫu lực: $z = h_0 - \frac{x}{2}$ (khoảng cách tính từ trọng tâm cốt thép vùng kéo đến trọng tâm vùng bê tông chịu nén).

E_t - Môđun đàn hồi của cốt thép.

ψ_1 và ψ_2 - Các hệ số xét ảnh hưởng của bê tông miền chịu kéo tới biến dạng của cốt thép, giá trị của chúng phụ thuộc vào mác bê tông (Bảng 4.2).

Bảng 4.2

HỆ SỐ ψ_1 VÀ ψ_2

Mác bê tông	ψ_1	ψ_2
Nhỏ hơn hoặc bằng 250	0,9	0,8
Lớn hơn hoặc bằng 300	0,7	0,5

R_r - Bán kính ảnh hưởng của cốt thép (cm), một đặc trưng cấu tạo của tiết diện bê tông cốt thép dùng để xác định khoảng cách giữa các vết nứt

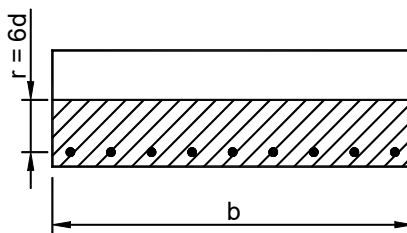
Khi xác định bề rộng vết nứt cho cốt thép dọc:

$$R_r = \frac{F_r}{\beta(n_1 d_1 + n_2 d_2 + \dots + n_i d_i)} \quad (4.60)$$

Khi xác định bề rộng vết nứt xiên:

$$R_r = \frac{F'_r}{n_x d_x + n_d d_d \cos \alpha + n_1 d_1 \sin \alpha} \quad (4.61)$$

F_r - Diện tích miền tác dụng tương hỗ, tính bằng cm^2 , tức là miền truyền tác dụng của nội lực trong cốt thép qua lực dính. Đối với cốt thép dọc, diện tích F_r giới hạn bởi đường viền ngoài của tiết diện và bán kính tác dụng tương hỗ r . Bán kính tác dụng tương hỗ r xác định trên hình 4.14 được tính từ trọng tâm hàng cốt thép chịu lực lấy lên một khoảng $6d$ (d là đường kính cốt thép).



Hình 4.14 Sơ đồ để tính toán vùng tác dụng tương hỗ của cốt thép

n_1, n_2, \dots, n_i - Số thanh cốt thép trong tiết diện thẳng góc với cốt thép dọc có đường kính là: d_1, d_2, \dots, d_i .

β - Hệ số xét tới cách bố trí cốt thép, nếu bố trí cốt thép rời $\beta = 1$; nếu bó hai thanh $\beta = 0,85$; nếu bó ba thanh hoặc hàn nhiều lớp mà số lớp nhiều hơn bốn $\beta = 0,7$; nếu hàn nhiều lớp mà số lớp nhỏ hơn hoặc bằng bốn $\beta = 0,75$.

$F'_r = u' \cdot b$ - Diện tích miền tác dụng tương hỗ, tính bằng cm^2 , khi kiểm tra bề rộng của vết nứt nghiêng.

u' - Chiều dài tiết diện nghiêng thẳng góc với cốt thép xiên, đối với kết cấu bản tiết diện kéo dài hết chiều cao bản.

b - Bề rộng tính toán của bản (lấy 100cm).

n_x , n_d và n_l - Số lượng cốt thép xiên, số nhánh cốt thép đai và số lượng cốt thép dọc cắt tiết diện nghiêng, còn d_x , d_d và d_l là đường kính của chúng.

α - Góc giữa cốt thép đai và cốt thép xiên, hoặc giữa cốt thép dọc và cốt thép xiên.

Thông thường kiểm tra bề rộng vết nứt trong các trường hợp σ_t và F_t có trị số lớn nhất. Cho nên chỉ kiểm tra bề rộng vết nứt tại tiết diện thẳng đứng ở giữa nhịp. Đồng thời kiểm tra trong đoạn giữa hai cốt xiên cuối cùng, tại đó R_r có trị số lớn nhất.

Trong đoạn từ gối đến điểm bắt đầu của cốt thép xiên thứ nhất tính từ gối, ta không cần duyệt bề rộng vết nứt.

4.7.2. Kiểm tra ứng suất kéo chính tại trục trung hoà

Điều kiện kiểm tra:

$$\sigma_{kc} = \frac{Q^{tc}}{bz} \leq R_{kc}^0 \quad (4.62)$$

Trong đó: Q^{tc} - Lực cắt do tải trọng tiêu chuẩn gây ra.

R_{kc}^0 - Cường độ tính toán về ứng suất kéo chính quy ước.

CÂU HỎI ÔN TẬP

28. Trình bày nguyên lý chung về phương pháp tính toán thiết kế kết cấu nhịp cầu bản bê tông cốt thép thường. Tại sao không tính toán kết cấu nhịp bản theo phương ngang cầu?
29. Bề rộng làm việc của kết cấu nhịp bản được xác định như thế nào? Tại sao bề rộng làm việc của bản ở gối và trong khoảng giữa nhịp khác nhau?
30. Tính toán xác định nội lực trong kết cấu bản toàn khối có gì giống và khác nhau khi tính cho tải trọng ô tô và xe xích. Tại sao?
31. Tại sao khi tính toán xác định nội lực trong kết cấu nhịp bản lắp ghép phải xác định hệ số phân bố ngang? Trình bày cách xác định.
32. Tính toán xác định nội lực trong kết cấu nhịp bản toàn khối và lắp ghép có gì giống và khác nhau? Tại sao.
33. Trình bày các phương pháp chọn tiết diện bản. Cho biết phương pháp nào thường hay được áp dụng.
34. Những giả thiết và nội dung phương pháp tính duyệt kết cấu nhịp bản về cường độ theo mômen uốn.
35. Tại sao phải tính duyệt kết cấu nhịp bản theo lực cắt, phương pháp tiến hành và nội dung tính duyệt.
36. Nội dung tính toán xác định độ võng kết cấu nhịp bản theo trạng thái giới hạn thứ hai về biến dạng. Cho biết phương pháp và nội dung tính toán trong môn học “Kết cấu bê tông cốt thép” ở đây có gì giống và khác nhau.

Chương 5 CẦU VÒM (ARCH BRIDGES)

5.1. Cầu vòm đá

5.1.1. Giới thiệu chung về cầu vòm đá

Cầu vòm đá là cầu được xây bằng đá thiên nhiên với vữa xi măng. Trường hợp đặc biệt với khẩu độ rất nhỏ có thể xếp khan.

Các khối xây đá có khả năng chịu nén tốt, chịu kéo kém. Do đó khi thiết kế đối với kết cấu chịu lực chủ yếu bằng loại vật liệu này phải bảo đảm chịu nén là chính. Nghĩa là cầu luôn được làm thích hợp hơn cả là hệ thống vòm với bộ phận chịu lực chủ yếu là kết cấu bản vòm (hay vành vòm).

Cầu vòm đá so với những cầu được xây dựng bằng các vật liệu khác, có những đặc điểm nổi bật là:

Cầu vòm đá được xây dựng bằng loại vật liệu có độ bền cao. Do đó, khi được phòng nước tốt thì có thể sử dụng được rất bền lâu, hầu như không cần phải sửa chữa. Nhờ tính chất cấu tạo thành khối lớn, nặng nề, nên cầu ít chịu ảnh hưởng của tác dụng động lực do hoạt tải gây ra. Mặt khác cầu vòm đá có khả năng sử dụng vật liệu thiên nhiên (đá, cát) sẵn có ở nhiều nơi.

Cầu vòm đá có hình thức bên ngoài đẹp và dễ trang trí theo yêu cầu kiến trúc. Vì vậy loại cầu này thường được xây dựng trong thành phố, ở công viên, khu du lịch.

Nhược điểm chính của khối xây đá là chịu kéo kém. Trong cầu vòm đá có thể được khắc phục một phần nhờ sự điều chỉnh nhân tạo nội lực trong bản vòm. Việc điều chỉnh này, chủ yếu được thực hiện trong giai đoạn xây dựng cầu. Một nhược điểm đáng kể nhất của cầu vòm đá là: tốn nhiều công sức khi xây dựng, vì phải làm đá giáo phức tạp đòi hỏi chất lượng cao. Trong xây dựng, tất cả các công việc đều rất khó cơ giới hoá.

Trọng lượng bản thân rất lớn và vòm là một hệ thống có lực đẩy ngang, nên móng trụ phải có kích thước lớn.

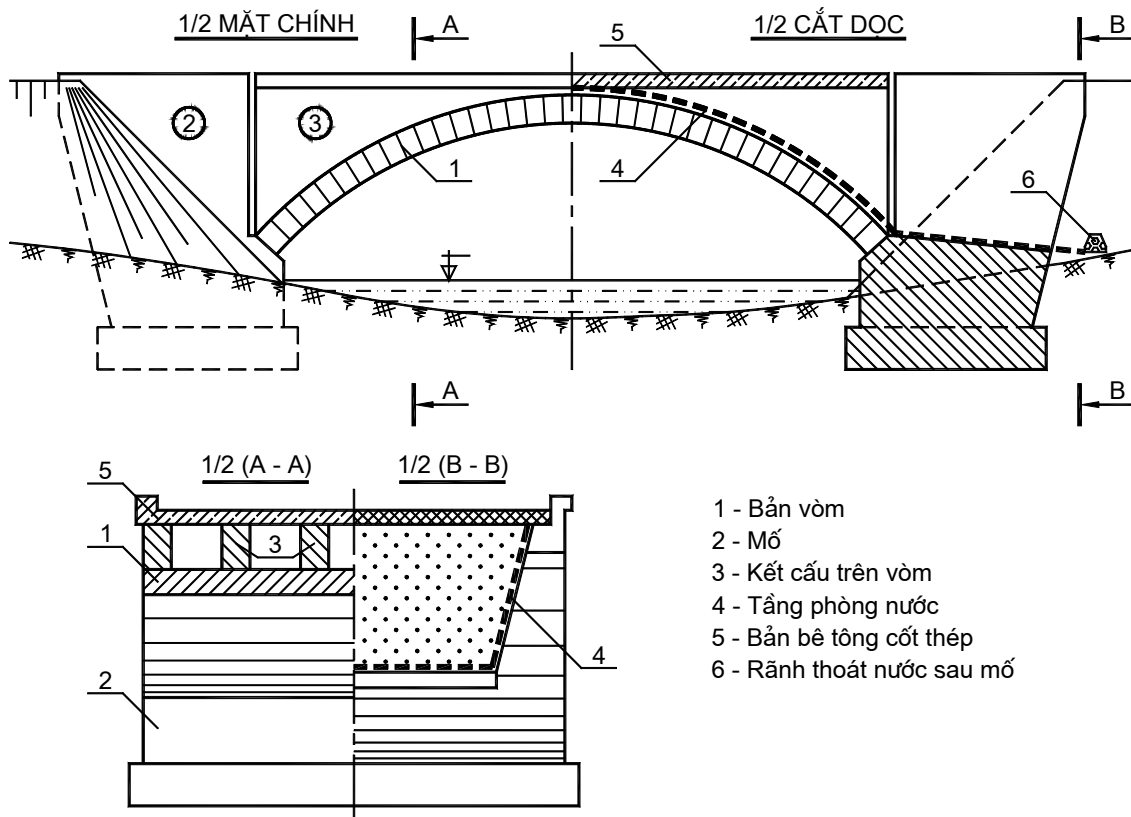
Trong bản vòm đá chỉ cho phép xuất hiện ứng suất kéo rất nhỏ, vì vậy phải được xây dựng nơi có nền đất tốt, rất ít lún. Nếu xây dựng bản vòm ba chốt, thì bản vòm là hệ tĩnh định, không xuất hiện ứng suất phụ bất lợi khi móng có chuyển vị ngang hoặc lún. Nhưng việc làm chốt cho bản vòm lại rất khó khăn, phức tạp, chi phí lớn. Vì lẽ đó, đối với cầu vòm đá thường chỉ áp dụng thích hợp với kết cấu bản vòm không khớp. Cho nên xây dựng cầu vòm đá yêu cầu nơi có điều kiện nền đất tốt phải thường xuyên được đặt ra.

5.1.2. Cấu tạo chung về cầu vòm đá

Hiện nay cầu vòm đá được xây dựng với khẩu độ nhỏ không quá 20m (hình 5.1). Bộ phận chịu lực chính của cầu vòm đá là bản vòm. Chỗ bản vòm tựa trên móng, trụ là mặt cắt chân vòm. Mặt cắt ngang cao nhất của bản vòm là mặt cắt đỉnh vòm. Đường tim bản vòm là đường hình học đi qua tất cả các trọng tâm của những mặt cắt ngang theo phương bán kính của bản vòm. Khoảng cách nằm ngang giữa hai tâm bản vòm ở mặt cắt chân vòm là khẩu độ tính toán của bản vòm (l). Khoảng cách từ đường nằm ngang nối hai tâm mặt cắt chân vòm với tâm mặt

cắt đỉnh vòm là đường tên tính toán của bản vòm (f). Tùy theo trị số của tỷ lệ giữa đường tên và khẩu độ ta có:

Khi $f/l \geq 1/5$ gọi là bản vòm dốc và khi $f/l < 1/5$ gọi là bản vòm thoải.



Hình 5.1 Cấu tạo chung cầu vòm đá khẩu độ nhỏ

Đường trục vòm hợp lý phải trùng với đường cong áp lực do tĩnh tải gây ra, để trong vòm luôn có sự phân bố tốt nhất ứng suất tính toán không những chỉ riêng của tĩnh tải mà của cả hoạt tải và sự thay đổi nhiệt độ. Vì vậy đường trục vòm thường được làm dưới dạng đường cong parabol bậc hai, nhưng để đơn giản trong thi công đối với những vòm khẩu độ nhỏ thường được làm theo đường cung tròn hay elip.

Bề dày bản vòm được tăng dần từ chân vòm đến đỉnh vòm để phù hợp với biểu đồ áp lực tác dụng của tải trọng bên trên. Nhưng thông thường cầu vòm đá được làm với khẩu độ nhỏ dưới 10m, nên để kết cấu được đơn giản và xây dựng dễ dàng, bản vòm được làm có bề dày không đổi trên suốt chiều dài khẩu độ.

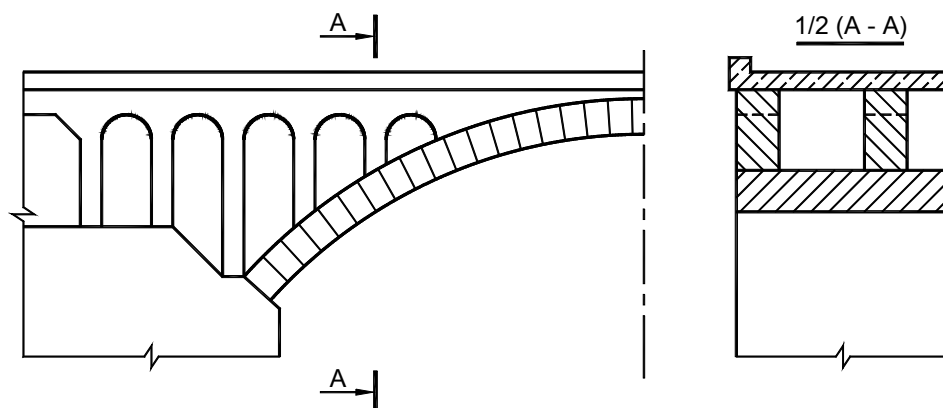
Bề rộng bản vòm được làm không đổi và ít nhất bằng bản bê tông phần xe chạy của cầu. Khi cầu nhịp lớn và khổ rộng, bộ phận chịu lực chủ yếu của cầu vòm có thể được làm thành nhiều sườn vòm.

Để đỡ phần xe chạy và truyền áp lực của hoạt tải xuống bản vòm, phải có kết cấu trên bản vòm.

Kết cấu trên bản vòm có thể cấu tạo dưới dạng một khối vật liệu đắp (cát hạt to, sỏi sạn, đá dăm...) hay một khối vật liệu xây đặc (khối xây bằng đá thiên nhiên hoặc bê tông). Nếu kết cấu trên bản vòm là khối vật liệu đắp thì phải có tường xây trên bản vòm theo chiều dọc cầu ở hai bên mép bản vòm để giữ. Nếu kết cấu trên vòm là khối vật liệu xây thì có thể

xây đặc, nếu khẩu độ nhỏ, khi khẩu độ lớn hơn 10m để giảm trọng lượng bên trên và đỡ tốn vật liệu có thể được xây thành các tường dọc theo suốt chiều dài bản vòm.

Nếu khẩu độ cầu vòm đá lớn hơn 15m, thì phía trên bản vòm giữa kết cấu trên bản vòm và móng trụ phải có khe biến dạng làm suốt bề rộng cầu. Kết cấu bên trên bản vòm thường được xây bằng nhiều vòm nhỏ có đường tim là nửa cung tròn với khẩu độ 3m (hình 5.2), do đó kết cấu có những lỗ rỗng theo chiều dọc hay chiều ngang cầu, nhờ vậy mà trọng lượng kết cấu trên bản vòm được giảm đi nhiều so với khi làm đặc.



Hình 5.2 Cấu tạo cầu vòm đá có phía trên bản vòm được xây bằng nhiều vòm nhỏ

Để tạo những lỗ rỗng theo chiều dọc ở kết cấu trên vòm, có hai cách là: cách thứ nhất: làm các vòm nhỏ tựa lên những bức tường dọc xây trên bản vòm chính, cách thứ hai được sử dụng nhiều là làm các bản bê tông cốt thép tựa lên các bức tường dọc được xây bằng nhiều vòm nhỏ trên vòm chính (hình 5.2). Như vậy vừa tạo lỗ rỗng theo chiều dọc và chiều ngang cầu.

Việc cần thiết phải giảm bề rộng bản vòm khi cầu rộng, có ý nghĩa rất lớn về mặt kinh tế. Khi đó ứng suất do trọng lượng kết cấu trên bản vòm và hoạt tải gây ra tăng lên, vì thế vật liệu để xây dựng bản vòm phải chịu lực hết khả năng. Trong khi đó lại giảm được phản lực gối do trọng lượng bản thân gây ra. Kết quả là khối lượng bản vòm và móng trụ giảm đi. Có nhiều biện pháp để giảm bề rộng của bản vòm để giảm nhẹ bớt kết cấu nhịp như làm hai hay nhiều vòm song song, các khoảng trống giữa các vòm được phủ bởi các vòm nhỏ. Nhưng như vậy vòm chính lại chịu lực đẩy ngang của các vòm nhỏ. Vì vậy biện pháp thường được sử dụng nhất là thay các vòm nhỏ bằng bản bê tông cốt thép, bản có thể làm gờ theo hai phương dọc và ngang và các gờ này được tựa vào đúng giữa bề rộng các vòm chính.

5.2. Cầu vòm bê tông cốt thép

5.2.1. Các sơ đồ cầu vòm bê tông cốt thép

Cầu vòm bê tông cốt thép thường được xây dựng với khẩu độ lớn hơn nhiều so với cầu vòm đá. Kết cấu chịu lực chủ yếu trong cầu vòm bê tông cốt thép là kết cấu vòm có cấu tạo rất đa dạng (cuốn vòm, sườn vòm...). Nói chung nó là một thanh cong mà hai đầu được liên kết chốt hoặc liên kết ngàm với móng trụ cầu để chúng không thể chuyển vị theo hướng nằm ngang được. Dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng (tĩnh tải, hoạt tải) lên kết cấu nhịp, sẽ gây ra trong móng các lực đẩy ngang và gây ra trong vòm lực nén, mômen uốn và lực cắt. Khi lựa chọn đường trục vòm hợp lý cho trùng với đường cong áp lực của nó thì hầu như tránh được mômen uốn và lực cắt. Tuy nhiên vì trên cầu có hoạt tải chạy qua, nên không thể tránh được mômen uốn do hoạt tải. Kết quả là mặt cắt vòm luôn chịu nén lệch tâm. Điều kiện đó tương đối phù hợp với tính chất chịu lực của bê tông là chịu nén tốt. Khi thiết kế một cách

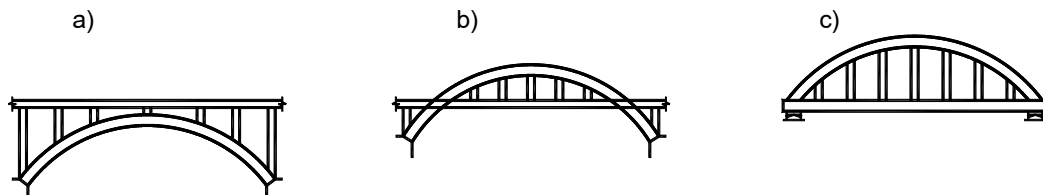
hợp lý thì trị số mômen uốn trong vòm không lớn. Do đó kết cấu nhịp vòm tiết kiệm vật liệu hơn các kết cấu nhịp dầm có cùng khẩu độ và tải trọng (xét riêng về mặt vật liệu làm kết cấu nhịp).

Tuy nhiên, các lực đẩy ngang ở chân vòm truyền lên móng khá lớn, do đó phải tăng kích thước nền móng và tăng khối lượng vật liệu làm móng. Trường hợp đất nền càng yếu thì phí tổn xây dựng móng cầu vòm càng lớn. Như vậy nói chung khi lựa chọn phương án cầu phải xét toàn diện cả phần kết cấu nhịp và phần móng.

Về sơ đồ kết cấu cầu vòm có thể áp dụng: vòm không khớp, vòm hai khớp và vòm ba khớp. Tiết kiệm nhất và cấu tạo đơn giản nhất là sơ đồ cầu vòm không khớp. Tuy nhiên đây là sơ đồ kết cấu siêu tĩnh bậc 3, nên có xuất hiện các nội lực phụ do co ngót, từ biến bê tông, do thay đổi nhiệt độ, đặc biệt là do lún khi nền đất không đủ vững chắc. Sơ đồ cầu vòm hai khớp (hai khớp ở chân vòm) có bậc siêu tĩnh là 1, nên các nội lực phụ cũng nhỏ hơn, chẳng hạn khi móng bị lún thẳng đứng thì trong vòm không xuất hiện mômen phụ. Sơ đồ cầu vòm 3 khớp (hai khớp ở chân vòm và một khớp ở đỉnh vòm) là sơ đồ kết cấu tĩnh định, nên không có các nội lực phụ nói trên. Việc thi công lắp ghép từ các nửa vòm đối xứng tương đối ít phức tạp. Vì vậy cầu vòm 3 khớp không đòi hỏi điều kiện địa chất thật vững chắc (nếu móng bị lún cũng không xuất hiện nội lực phụ trong vòm). Tuy nhiên do có cấu tạo khớp nên thi công khá phức tạp. Xét về mặt độ cứng thì cầu vòm không khớp là cứng nhất, cầu vòm 3 khớp là kém cứng nhất.

Tham số quan trọng nhất của sơ đồ cầu vòm là tỷ số giữa đường tên vòm (f) và khẩu độ l . Tỷ số này càng nhỏ, vòm thoải thì lực đẩy ngang càng lớn và ngược lại. Trong thực tế nên dùng tỷ lệ: $f/l = (1/4 - 1/6)$, cá biệt đã có cầu vòm mà $f/l = (1/10 - 1/16)$.

Trị số mômen uốn trong vòm phụ thuộc chủ yếu vào hình dạng vòm. Nếu trục vòm trùng với đường cong áp lực do tĩnh tải và một nửa hoạt tải rải đều tương đương thì mômen là nhỏ nhất. Tuy nhiên cầu vòm bê tông cốt thép có đặt cốt thép nên có thể áp dụng dạng đường trục vòm là parabol. Trên vòm có các lực tập trung rất lớn tác dụng từ các cột.



Hình 5.3 Các sơ đồ cầu vòm theo cao độ đường xe chạy

a) - Cầu đường xe chạy trên; b) - Cầu đường xe chạy giữa; c) - Cầu đường xe chạy dưới

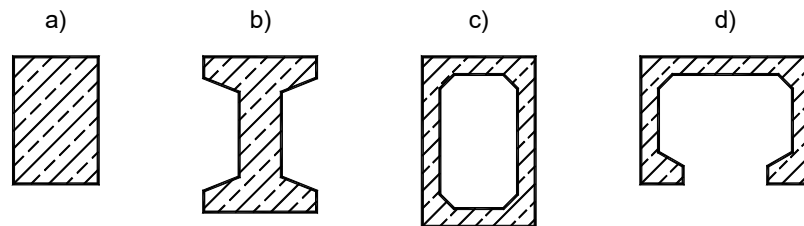
Căn cứ vào vị trí cao độ của mặt xe chạy so với cao độ đỉnh vòm có thể phân loại ra: cầu vòm đường xe chạy trên, cầu vòm đường xe chạy giữa, cầu vòm đường xe chạy dưới như trên hình 5.3. Nói chung, cầu vòm chạy trên là tiết kiệm vật liệu nhất vì khoảng cách giữa các sườn vòm có thể lấy nhỏ hơn so với bề rộng mặt cầu, kích thước móng cũng lấy nhỏ hơn, cấu tạo mặt cầu đơn giản hơn, cao độ đỉnh trụ được hạ thấp xuống. Kết cấu cầu vòm chạy dưới chỉ hợp lý nếu điều kiện tổng thể cầu đòi hỏi chiều cao kiến trúc thấp và cần làm vòm có thanh căng để tạo vẻ đẹp kiến trúc.

Các vòm (sườn vòm, cuốn vòm) của một nhịp cầu vòm được nối với nhau bằng hệ liên kết ngang kiểu thanh để chịu các tải trọng nằm ngang như lực gió... Ngoài ra các liên kết ngang còn đảm bảo độ cứng ngang chung của kết cấu nhịp và độ ổn định của vòm khi xét uốn dọc ngoài mặt phẳng nằm ngang.

Kết cấu nhịp vòm bê tông cốt thép là một hệ thống kết cấu không gian phức tạp gồm nhiều bộ phận cùng tham gia chịu lực chung. Chẳng hạn, trong cầu vòm thì phần hệ dầm và hệ bản mặt cầu cùng với các cột chống có tham gia chịu lực với vòm chủ. Mức độ tham gia đó tùy theo mức độ liên kết giữa các bộ phận đó, đặc biệt là liên kết đầu trên cột với dầm dọc và đầu dưới cột với vòm.

5.2.2. Các dạng cấu tạo cầu vòm bê tông cốt thép

Kết cấu chịu lực chính trong cầu vòm thông thường có các dạng sườn vòm hoặc các cuộn vòm. Mỗi sườn vòm thường không đủ độ cứng ngang, nên cần phải có vài sườn vòm được liên kết ngang với nhau. Mỗi cuộn vòm thường đủ rộng nên cũng có đủ ổn định ngang. Mỗi nhịp cầu vòm có thể chỉ có một cuộn vòm với mặt cắt hình chữ nhật đặc.



Hình 5.4 Các mặt cắt ngang sườn vòm bê tông cốt thép

a) - Mặt cắt chữ nhật; b) - Mặt cắt chữ I; c và d) - Mặt cắt hình hộp

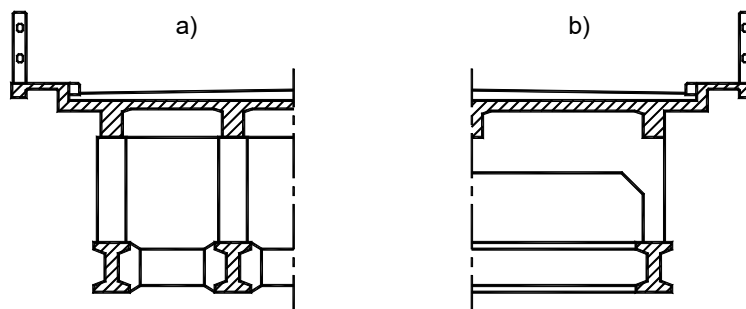
Mặt cắt ngang sườn vòm có thể là hình chữ nhật đặt đứng, hình chữ I, hình hộp (hình 5.4). Nếu nhịp vòm lớn nên dùng dạng mặt cắt chữ I hoặc mặt cắt hình hộp để chịu mômen uốn tốt. Chiều cao sườn vòm có thể lấy sơ bộ trong khoảng $(1/30 - 1/60)l$ nếu mặt cắt hình chữ nhật và trong khoảng $(1/25 - 1/40)l$ nếu dùng mặt cắt chữ I hoặc mặt cắt hình hộp.

Dạng mặt cắt hình hộp đúc bê tông tại chỗ được áp dụng ở các cầu vòm nhịp rất lớn, vì cần có đủ kích thước cho người đi lại bên trong lòng hộp để tháo dỡ ván khuôn và theo dõi duy tu cầu. Nếu cầu vòm được thi công lắp ghép thì có thể dùng mặt cắt hình hộp ở các chiều dài cỡ trung bình 100 đến 150m.

Chiều cao mặt cắt sườn vòm thường lấy thay đổi theo dọc nhịp. Trong cầu vòm ba khớp, trị số mô men lớn nhất tại $1/4$ nhịp, do đó mặt cắt tại đó có chiều cao lớn nhất, từ đây chiều cao mặt cắt giảm dần về phía gần trụ và về phía gần đỉnh vòm. Trong cầu vòm hai khớp thì mômen ở $1/4$ nhịp lớn hơn chút ít mômen ở đỉnh vòm, nhưng để giữ vẻ đẹp kiến trúc của vòm người ta không làm giảm chiều cao mặt cắt đỉnh vòm. Chiều cao mặt cắt của vòm không khớp thường lấy giảm dần từ 1,2 đến 1,5 lần kể từ chân vòm đến đỉnh vòm.

Khi chế tạo hàng loạt các khối lắp ghép, nên chọn chiều cao vòm là không đổi trên từng đoạn dài hoặc toàn chiều dài nhịp. Đối với vòm lắp ghép có bán kính cong lớn thì nên làm các khối lắp ghép có đường trục dọc riêng của mỗi khối là đường thẳng để dễ chế tạo. Lúc lắp ghép các khối đó xong sẽ tạo ra vòm có đường trục là đường gấp khúc gần giống với dạng đường cong lý thuyết đã dự kiến của trục vòm.

Để bảo đảm đủ độ cứng ngang, chiều rộng các cuộn vòm hoặc khoảng cách giữa các sườn vòm biên phải được chọn không nhỏ hơn $1/20l$ và không nhỏ hơn $(1/5 - 1/6)l$. Trong các cầu ô tô thường có chiều rộng phần xe chạy lớn hơn các trị số nói trên, do đó trong mặt cắt ngang kết cấu nhịp phải có vài sườn vòm. Bên trên chúng là các cột (hình 5.5a). Để tiết kiệm vật liệu và công lao động có thể chỉ cần làm hai sườn vòm (hình 5.5b).



Hình 5.5 Các sơ đồ bố trí kết cấu trên vòm
a) - Khi có nhiều sườn vòm; b) - Khi có hai sườn vòm

Bản mặt cầu làm việc theo hướng ngang, chỉ nên có chiều dài nhịp tính toán khoảng 2,5m đến 3m. Do đó nếu cự ly các sườn vòm lớn hơn trị số nói trên thì nên bố trí dầm ngang, dầm dọc phụ trong hệ dầm mặt cầu (hình 5.5).

Hệ dầm và bản mặt cầu kết hợp với hệ cột chống tạo thành hệ khung không gian của kết cấu trên vòm. Ở khu vực gần đỉnh vòm phải đặt khe co giãn có tách biệt phần đỉnh vòm với kết cấu trên vòm (hình 5.5). Khoảng cách các cột trên vòm có thể lấy bằng $(1/10 - 1/12)l$ và tùy thuộc kích thước các khối lắp ghép sao cho dễ dàng vận chuyển và cầu lắp.

Trong các kết cấu nhịp cầu vòm chạy dưới (hình 5.3c) đều bố trí thanh căng để chịu lực kéo do lực đẩy ngang ở chân vòm gây ra. Do vậy mô trụ làm việc giống như mô trụ ở các cầu hệ dầm. Có ba loại cầu vòm có thanh căng là:

- Cầu vòm cứng - dầm cứng (có $EI_{vòm} \approx EI_{dầm}$).
- Cầu dầm cứng - vòm mềm (có $EI_{dầm} \geq 80EI_{vòm}$).
- Cầu vòm cứng - dầm mềm (có $EI_{vòm} \geq 80EI_{dầm}$).

Nói chung, trong bất kỳ dạng nào đều có mômen uốn xuất hiện trong dầm cũng như trong vòm. Tuy nhiên hệ thống dầm - vòm liên hợp này thực tế chịu lực phụ thuộc vào độ cứng của dầm và vòm. Nếu độ cứng của dầm quá nhỏ so với độ cứng của vòm (vòm cứng - dầm mềm) khi đó dầm mềm (thanh căng) làm nhiệm vụ chịu kéo là chủ yếu còn vòm chịu nén và uốn (nén lệch tâm).

Nếu độ cứng của dầm rất lớn so với độ cứng của vòm thì đó là hệ thống dầm cứng - vòm mềm. Trong đó vòm chịu nén đúng tâm còn dầm chịu kéo và mômen uốn (kéo lệch tâm).

Trường hợp các độ cứng của dầm và của vòm không chênh lệch nhau quá 80 lần thì đó là hệ thống dầm cứng - vòm cứng. Có thể giả thiết gần đúng rằng mômen uốn phân bố giữa dầm và vòm một cách tỷ lệ với độ cứng của mỗi phần đó. Đây là dạng kết cấu tốn ít vật liệu hơn cả so với hai dạng trên.

5.3. Cấu tạo mô trụ cầu vòm

5.3.1. Trụ cầu vòm

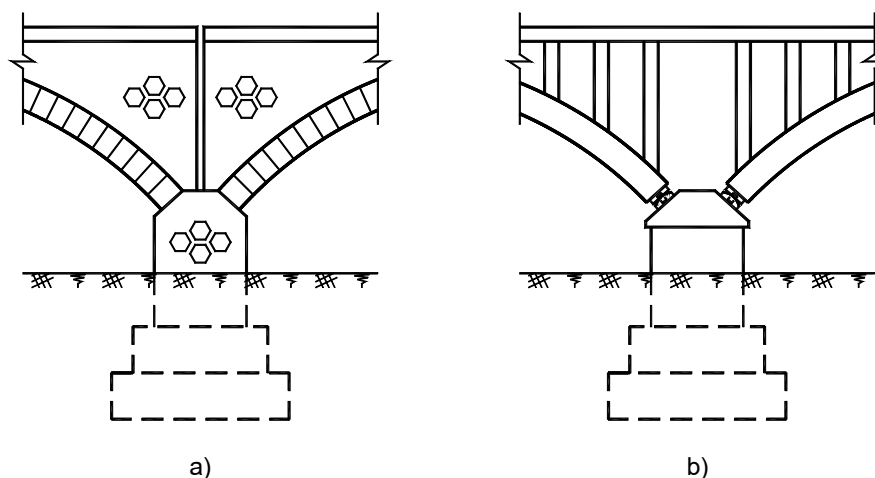
Vật liệu làm trụ thường bằng đá xây, bê tông và bê tông cốt thép. Tùy theo vật liệu làm kết cấu vòm, cấu tạo trụ có thể chia ra làm các nhóm sau:

- Trụ đặt giữa hai nhịp có chiều dài bằng nhau hoặc khác nhau.
- Trụ có phần trên chân vòm đặc hoặc rỗng.

Ngoài ra còn phụ thuộc vào sơ đồ tĩnh học của vòm (vòm có chốt hoặc không chốt), vật liệu vòm, vị trí phần xe chạy cũng ảnh hưởng đến cấu tạo trụ nhưng ở mức độ nhỏ. Trụ cầu vòm thường có kích thước lớn theo phương dọc cầu vì chịu tác dụng lực đẩy một phía của vòm.

Ở đây ta chỉ đề cập đến trường hợp trụ đặt giữa hai nhịp có chiều dài bằng nhau (hình 5.6) hình dạng trụ luôn đối xứng. Dưới tác dụng của tĩnh tải vòm và trụ, trụ làm việc theo nén đúng tâm. Trụ làm việc bất lợi nhất khi có hoạt tải tác dụng trên một nhịp hoặc với tải trọng thi công khi chỉ mới xây dựng xong một nhịp vòm.

Khi kết cấu vòm khẩu độ nhỏ được làm bằng đá xây thì trụ cũng được làm bằng vật liệu tương tự (hình 5.6a) để đơn giản cho thi công. Khi kết cấu vòm khẩu độ lớn được làm bằng bê tông cốt thép thì trụ có thể được làm bằng đá xây hoặc bê tông, nhưng mũ trụ phải bằng bê tông cốt thép (Hình 5.6b). Tuy nhiên lại tùy thuộc kết cấu vòm bên trên dạng không khớp hay có khớp mà mũ trụ phải làm khác nhau để phù hợp với cấu tạo của vòm và kết cấu trên vòm. Nếu vòm không khớp, kết cấu trên vòm làm đặc, thì mũ trụ chỉ là chỗ cho chân vòm tựa trực tiếp lên, nhưng ở trên phải có khe biên dạng. Nếu chân vòm có khớp, kết cấu trên vòm làm các cột chống, thì mũ trụ phải có bệ kê gối để lắp đặt khớp liên kết với bản vòm.

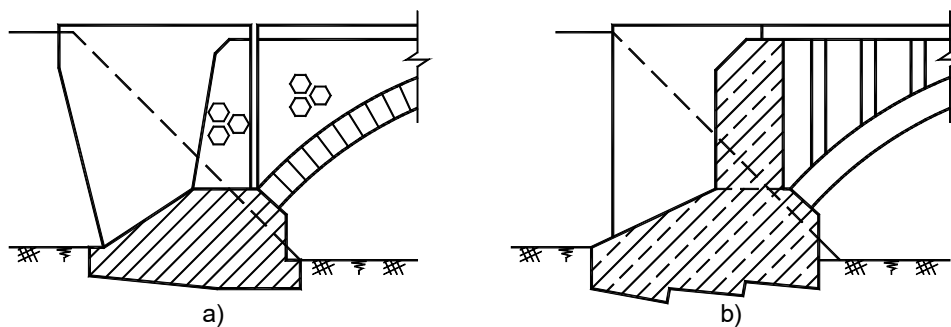


Hình 5.6 Cấu tạo trụ cầu vòm

a) - Trụ cầu vòm đá không khớp; b) - Trụ cầu vòm BTCT ba khớp

5.3.2. Mố cầu vòm

Trong cầu vòm, mố cầu nhiều khi không phải là điểm kết thúc của cầu (theo phương dọc cầu) bởi vì có thể ngoài phần cầu vòm còn có thể có các đoạn cầu dẫn khác. Như vậy mố cầu vòm ở đây chỉ là điểm kết thúc của phần vòm.



Hình 5.7 Cấu tạo mố cầu vòm

a) - Mố cầu vòm đá; b) - Mố cầu vòm BTCT

Mố cầu vòm thường có dạng phù hợp với đường cong áp lực sao cho mặt đáy của móng mố vuông góc với đường cong áp lực. Khi xây dựng trên nền đá, đáy móng mố có thể làm thành bậc để chống trượt. Nếu địa chất không tốt, móng mố có thể làm móng cọc, cọc có thể có cọc thẳng và cọc xiên và phải được đóng vuông góc với móng.

Đối với cầu vòm đá, do khẩu độ nhỏ và đường xe chạy trên nên chiều cao đất đắp thường không lớn (khoảng từ 4 đến 8m). Lực đẩy ngang không lớn lắm, mố có thể làm tường cánh như mố cầu dầm, phía trên bản vòm thường làm đặc bằng vật liệu đắp hoặc vật liệu xây, vì vậy cần phải làm khe co giãn để ngăn cách giữa mố và kết cấu trên vòm (hình 5.7a).

Đối với cầu vòm bê tông cốt thép, do khẩu độ lớn hơn cầu vòm đá, nên lực đẩy ngang lớn. Chiều cao đất đắp lớn, vì vậy kết cấu trên vòm làm rộng thường là các cột chống bằng bê tông cốt thép tựa lên các sườn vòm, phía trên cùng được đặt bản xe chạy bằng bê tông cốt thép, do vậy khe co giãn chỉ được làm ở phần bản mặt cầu xe chạy (hình 5.7b) đáy móng mố có thể làm nhiều bậc để tăng khả năng chống trượt.

CÂU HỎI ÔN TẬP

37. Cầu vòm đá có những đặc điểm gì?
38. Hãy trình bày cấu tạo chung của một cầu vòm đá khẩu độ nhỏ và nêu tác dụng của các bộ phận chính của cầu vòm đá.
39. Sơ đồ cầu vòm bê tông cốt thép (theo sơ đồ tĩnh học, theo vị trí đường xe chạy) thường được áp dụng có những loại nào? Trong thực tế loại nào thường được hay áp dụng. Tại sao?
40. Mặt cắt sườn vòm bê tông cốt thép có những loại nào? Tại sao chúng lại khác so với các mặt cắt ngang dầm chủ của cầu dầm?
41. Tại sao với cầu vòm có đường xe chạy dưới, người ta lại làm theo hệ thống dầm - vòm liên hợp. Theo độ cứng được chia ra như thế nào? Cho biết rõ tính chất chịu lực của từng loại.
42. Trình bày cấu tạo chung trụ cầu vòm đặt giữa hai nhịp bằng nhau. Với cầu làm theo kiểu dầm - vòm liên hợp có cần làm trụ như vậy không. Tại sao?
43. Trình bày cấu tạo chung mố cầu vòm. Với cầu làm theo kiểu dầm - vòm liên hợp có cần làm mố như vậy không. Tại sao?

Phần thứ ba
CẦU THÉP (STEEL STRUCTURES BRIDGES)
Chương 6
GIỚI THIỆU CHUNG VỀ CẦU THÉP

6.1. Các đặc điểm chủ yếu của cầu thép

Kết cấu nhịp cầu thép có các ưu điểm sau:

- Chiều cao kiến trúc nhỏ (ngay cả đối với cầu thiết kế với hoạt tải nặng).
- Thời gian xây dựng ngắn vì các cấu kiện đã được chế sẵn định hình trong nhà máy với công nghệ hiện đại, đảm bảo độ chính xác cao, áp dụng các phương pháp lao lắp tiên tiến.
- Trọng lượng bản thân kết cấu nhịp thép thường nhỏ hơn so với khi làm bằng các loại vật liệu khác. Các chỉ tiêu về cường độ chịu lực và môđun đàn hồi của thép rất cao. Do đó cầu thép có khả năng vượt được các nhịp lớn.
- Không cản trở hoặc ít cản trở giao thông trên đường (cầu vượt đường) hoặc giao thông đường thủy bên dưới cầu trong thời gian xây dựng cầu.
- Dễ dàng và chính xác khi lắp ghép các cấu kiện bằng liên kết đinh tán hoặc bulông thường, bulông cường độ cao. Ưu điểm này đặc biệt quan trọng đối với lĩnh vực quốc phòng. Các cầu dùng trong quân sự chủ yếu làm bằng thép để dễ tháo lắp và vận chuyển.
- Dễ dàng tăng cường và nâng cấp, sửa chữa kết cấu nhịp khi cần thiết. Tuổi thọ trung bình của cầu thép từ 70 đến 100 năm với điều kiện được duy tu bảo quản tốt.

Tuy nhiên cầu thép có nhược điểm cơ bản là: dễ bị môi trường xâm thực nên chóng bị gỉ, vì vậy phải có biện pháp phòng và chống gỉ thường xuyên ngay từ lúc thiết kế, xây dựng và trong suốt quá trình khai thác cầu. Mặt khác thép là loại vật liệu có giá thành cao.

6.2. Đặc điểm vật liệu dùng trong cầu thép

Đề phù hợp với tính chất làm việc phức tạp dưới tác dụng của tải trọng như: xung kích, mỏi v.v... Thép dùng trong xây dựng cầu thép cần phải đảm bảo các yêu cầu cơ bản sau:

- Có cường độ cao, độ dẻo, dễ gia công cơ khí (rèn, dập, dát mỏng), độ đàn hồi tốt.
- Có độ bền cao khi thay đổi nhiệt độ, không giòn, không bị phá hoại của môi trường xung quanh và có tính dễ hàn.

Trong các công trình cầu thép thường được dùng các loại: Thép cacbon, thép hợp kim thấp, thép cường độ cao.

6.2.1. Thép cacbon

Thép cacbon được dùng phổ biến trong cầu thép, đặc điểm nổi bật của loại thép này là: có hàm lượng cacbon thấp, do đó dễ gia công cơ khí. Loại thép này có mác là CT3 cầu được dùng cho các bộ phận chủ yếu của kết cấu nhịp tán nổi. Ngoài ra còn có loại M16C chuyên dùng cho các cầu liên kết hàn. Hai loại thép trên tương đương với thép C38/23 của Nhật Bản. Thép CT2 và CT1 dùng trong cầu chủ yếu là đỉnh tán vì nó mềm hơn và có độ dẫn dài lớn hơn thép CT3 cầu. Thép M16C hiện tại ít dùng vì về mặt kinh tế nó không cạnh tranh nổi với thép hợp kim thấp. Một số đặc trưng cơ học của thép cacbon cho ở bảng 6.1.

Bảng 6.1

ĐẶC TRƯNG CƠ HỌC CỦA THÉP CACBON

Mác thép	Giới hạn bền lớn nhất (kG/cm ²)	Giới hạn chảy nhỏ nhất (kG/cm ²)	Độ dẫn dài nhỏ nhất (%)	Cường độ tính toán		Dùng cho chi tiết
				Chịu kéo dọc trục R ₀ (kG/cm ²)	Chịu uốn R _u (kG/cm ²)	
CT3 cầu	≥ 3800	≥ 2400	22	1900	2000	Các thành phần chủ yếu
M16C	≥ 3800	≥ 2400	22	1900	2000	
BCT5	≥ 4000	≥ 2500	21	2000	2100	
CT2	≥ 3400	≥ 2100	26	1700	1800	Đỉnh tán

6.2.2. Thép hợp kim thấp

Trong quá trình luyện thép người ta đưa thêm một số chất phụ gia làm tăng một số tính chất tốt của thép do từng loại kết cấu đòi hỏi. Các chất này thường là: Đồng (Cu) làm tăng độ dẻo và khả năng chống gỉ của thép; Crom (Cr) Mangan (Mn); Niken (Ni) và Silic (Si) làm tăng cường độ của thép.

Thép hợp kim thấp có cường độ lớn gấp 1,4 đến 1,5 lần thép CT3 cầu. Với tính chất như vậy, thép hợp kim thấp được sử dụng rộng rãi. Trong xây dựng cầu hiện nay dùng loại thép này có mác sau: 15XCHД; C50/35; 10XCHД; C55/40; 12ГМФТ; C60/45.

6.2.3. Thép cường độ cao

Do áp dụng tiên bộ khoa học trong công nghệ luyện thép, hiện nay đã sản xuất được nhiều thép cường độ cao từ thép cacbon hay thép hợp kim bằng cách xử lý nhiệt. Thép cường độ cao thường có ứng suất kéo đứt lớn gấp 2 đến 3 lần thép hợp kim và gấp 3 đến 4 lần thép cacbon. Tuy nhiên giá thành loại thép này thường khá cao do đòi hỏi công nghệ gia công phức tạp.

Bảng 6.2

TÍNH CHẤT CỦA THÉP CƯỜNG ĐỘ CAO

Quy trình sản xuất, thiết kế	Mác thép	Giới hạn kéo đứt (kG/cm ²)
BCH - 133 - 66 - Liên xô cũ	40X - Thép hợp kim	11000 - 13000
CM - 299 - 64 - Liên xô cũ	CT35, CT40 - Thép cacbon	≥ 8900
A - 325 - Mỹ	Thép cacbon	≥ 8400
A - 490 - Mỹ	Thép hợp kim	10500 - 12600
10K - CHLB Đức	Thép hợp kim	≥ 10000

Thép cường độ cao có hàm lượng cacbon lớn hơn thép cacbon 1,5 đến 2 lần. Vì vậy tính giòn cao, khó gia công cơ khí. Loại thép này chưa được dùng rộng rãi trong các bộ phận chủ yếu của kết cấu nhịp cầu mà chỉ làm bulông cường độ cao. Bảng 6.2 cho biết một số tính chất của thép cường độ cao hiện nay hay dùng được sản xuất theo công nghệ của Liên xô cũ, Mỹ và CHLB Đức.

6.2.4. Thép đúc

Thép đúc được chế tạo trong lò Mactanh, thép có chứa 0,22 - 0,30%C và một lượng nhỏ Silic và Mangan. Tính chất cơ học của thép này có giới hạn bền 4000kG/cm^2 ; giới hạn chảy 2400kG/cm^2 ; độ dẫn dài tương đối 19%; môđun đàn hồi $E_t = 2,1 \times 10^6\text{kG/cm}^2$.

Thép đúc được sử dụng dùng cho gối cầu, khớp và một vài bộ phận đặt biệt khác. Loại thép này hiện nay đang dùng loại thép có mác 25J1.

6.2.5. Thép làm dây cáp, que hàn

Trong cầu treo thường dùng loại cáp tròn không có lõi, bên bằng các sợi thép cán nguội có giới hạn bền từ 12000 đến 180000 kG/cm^2 .

Trong cầu dầm đặc liên kết hàn thì chất lượng que hàn ảnh hưởng rất lớn đến chất lượng mối hàn. Khi hàn tự động hay bán tự động các thanh thép M16C thường dùng que hàn bằng thép cacbon có số hiệu CB - 08A hoặc CB - 08RA. Khi hàn thép hợp kim thấp dùng que hàn CB - 08RA; CB - 08RC; CB - 10R2. Khi hàn tay thép M16C dùng que hàn loại E - 42A, còn khi hàn thép hợp kim dùng loại E - 50A.

6.2.6. Thép hình

Trong xây dựng cầu thép, thường sử dụng một số loại thép cán định hình sau: Thép góc, thép chữ I, thép hình máng, thép bản, thép ống và một số loại thép hình đặc biệt để làm mặt cầu (hình 6.1).

a. Thép bản (hình 6.1a)

Thép bản có hai loại là thép bản rộng và thép bản vạm vỡ.

Thép bản rộng do Liên xô cũ sản xuất có chiều dài 8 - 12m, chiều rộng loại lớn 2000 - 3600mm, chiều rộng loại nhỏ 160 - 1050mm, chiều dày của thép bản từ 4 đến 60mm.

Trong cầu thép, thép bản sử dụng cho bộ phận chịu lực chủ yếu với chiều dày ít nhất 10 - 12mm, các giằng liên kết chiều dày ít nhất 8mm và các bản đệm chiều dày nhỏ nhất 4mm.

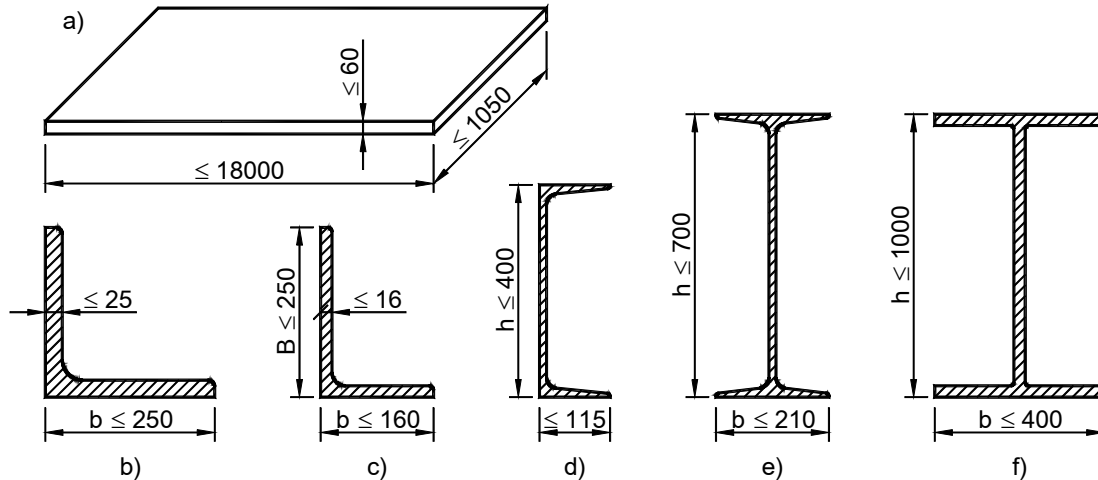
b. Thép góc (hình 6.1b và 6.1c)

Thép góc có hai loại là thép góc cánh đều và loại cánh không đều.

Thép góc cánh đều (hình 6.1b) có chiều rộng các cánh bằng nhau. Các cánh có mép song song, góc trong hai cánh có lượn tròn để dễ cán và bảo đảm độ bền. Chiều rộng cánh từ 20 đến 250mm, chiều dày cánh phụ thuộc vào chiều rộng và có độ dày từ 3 - 4mm đến 20 - 25mm.

Thép góc cánh không đều (hình 6.1c) có chiều rộng cánh không bằng nhau. Cánh dài gấp khoảng 1,5 lần cánh ngắn. Kích thước lớn nhất của thép góc không đều cánh là $250 \times 160 \times 20\text{mm}$.

Thép góc được sản xuất có chiều dài từ 12 đến 19m. Trong kết cấu nhịp cầu thép không dùng thép góc thấp hơn $100 \times 100 \times 10\text{mm}$ cho các bộ phận chính và không nhỏ hơn $80 \times 80 \times 8\text{mm}$ cho các thanh liên kết và không nhỏ hơn $63 \times 63 \times 6\text{mm}$ để liên kết các cầu kiện ghép.



Hình 6.1 Một số dạng thép hình

a) - Thép bản; b) - Thép góc đều cạnh; c) - Thép góc không đều cạnh
d) - Thép hình máng; e) - Thép I cánh hẹp; f) - Thép I cánh rộng

c. Thép chữ I (hình 6.1e và 6.1f)

Thép chữ I có hai loại là: thép I cánh rộng và thép I cánh hẹp.

Thép I cánh rộng (hình 6.1f) có chiều rộng cánh khá lớn, chiều dày cánh không thay đổi, do đó thuận tiện cho việc liên kết đỉnh tán. Thép I cánh rộng có hai loại là: kiểu dầm và kiểu cột.

Thép I cánh rộng kiểu dầm, có tỷ lệ bề rộng cánh và chiều cao khoảng 0,35 - 0,60 chiều cao tới 1m. Thép I cánh rộng kiểu cột có bề rộng cánh rộng hơn thép I cánh rộng kiểu dầm.

Thép I cánh hẹp (hình 6.1e) có chiều cao từ 10 đến 70cm. Chiều dày cánh thường lớn hơn chiều dày bản bụng để tăng mômen quán tính. Mặt dưới của bản cánh I có độ dốc khoảng 12%. Khi cần tăng cường thêm bản tấp cho cánh bằng thép bản và thực hiện liên kết hàn.

Thép cán hình I dùng trong cầu thép có thể dùng cho dầm dọc chủ, dầm ngang, thanh dàn và hệ dầm mặt cầu.

d. Thép hình máng (hình 6.1d)

Thép hình máng, cánh có độ dốc nhỏ hơn 10%. Bề rộng cánh tương đối rộng, do đó có thể tán đỉnh lên cánh được. Các thép hình máng có chiều cao từ 50 đến 400mm, chiều dài thép tới 19m. Thép hình máng được dùng trong cầu thép để làm các thanh giằng, chi tiết của thanh dàn và làm sườn tăng cường hoặc có thể làm hệ dầm mặt cầu.

Ngoài các loại thép hình kể trên còn có một số loại thép hình khác như thép hình ống... dùng cho một số cầu kiện đặc biệt. Các kích thước và các đặc trưng hình học của tiết diện các loại thép hình trên đều có các bảng tra sẵn ở sổ tay thiết kế hoặc các tài liệu khác.

6.3. Các liên kết dùng trong cầu thép (Connection elements)

6.3.1. Liên kết hàn (Welded splices)

Trong các kết cấu chịu lực chính của cầu thép, người ta dùng mối hàn đối đầu và mối hàn góc (hàn chính diện và hàn cạnh) để liên kết, nhưng tránh dùng các mối nối hỗn hợp vừa hàn đối đầu vừa tăng cường thêm các bản thép hàn ốp ngoài theo các cạnh, vì cường độ loại mối liên kết này bị giảm nhiều khi chịu tác dụng của lực thay đổi.

Hàn tiếp xúc điểm chỉ được dùng trong các mối liên kết không chịu lực.

Trên bản vẽ cần ghi rõ:

- Loại và kích thước tất cả các mối hàn và ký hiệu những mối hàn tại nhà máy, những mối hàn tại công trường.
- Phương pháp hàn (tự động, nửa tự động hay hàn tay) và trình tự hàn, yêu cầu về gia công mép và hình thức gia công.
- Khu vực cần phải hàn thấu suốt chiều dày.
- Hình dạng các chi tiết với những kích thước cần cho việc gia công cơ khí các mối hàn và khu vực ứng suất tập trung, những kiến nghị về phương pháp thực hiện, cùng tất cả những chỗ cần gia công kết cấu.

a. Mối hàn đối đầu (hình 6.2a và 6.2b)

Thông thường được hàn từ cả hai bên không kể hình dạng mép được gia công như thế nào. Trong những trường hợp không thể hoặc khó hàn từ cả hai bên (chẳng hạn trong điều kiện lắp ráp) thì dùng mối hàn đối đầu hàn từ một bên, nhưng phải hàn thấu suốt. Đối với các mối hàn làm việc chịu kéo thì sau đó cần phải gia công cơ khí mối hàn.

Bề dày mối hàn không được nhỏ hơn bề dày tấm thép cần nối.

Cường độ tiêu chuẩn và cường độ tính toán của thép mối hàn các loại (hàn tự động, nửa tự động và hàn tay) lấy như đối với thép cơ bản của phân tổ đem hàn. Cho nên nếu tiết diện dầm hàn đã tính theo cường độ thì không cần tính toán kiểm tra mối hàn nữa.

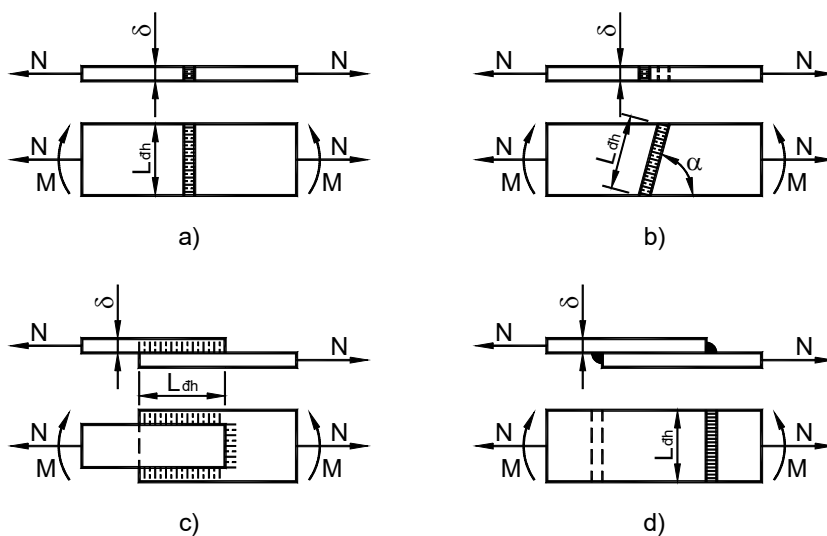
b. Mối hàn góc (hình 6.2c và 6.2d)

Thường phải có bề mặt cong lõm và chỗ chuyển tiếp sang thép cơ bản phải vuốt đều.

Tuy nhiên mối hàn góc ở hai bên cạnh mà làm việc với lực dọc thì có thể có bề mặt bất kỳ: phẳng, lồi hoặc lõm.

Đối với các mối hàn chính diện, tỷ số hai cạnh của mối hàn lấy bằng 2 đến 2,5 và cạnh dài phải nằm dọc theo phương chịu lực (hình 6.2c).

Kích thước cạnh của mối hàn góc không được nhỏ hơn những quy định trong bảng 6.3.



Hình 6.2 Liên kết hàn dùng trong cầu thép
a và b) - Mối hàn đối đầu; c và d) - Mối hàn cạnh

Chiều dài các mối hàn góc (hàn cạnh và hàn chính diện) không được nhỏ hơn 60mm và 6 lần cạnh mối hàn.

Chỗ chuyển từ mối hàn chính diện sang thép cơ bản trong phân tổ chịu kéo thường được gia công cơ khí toàn bộ hoặc một phần.

Bảng 6.3
QUY ĐỊNH VỀ KÍCH THƯỚC CHO PHÉP CỦA CẠNH MỐI HẠN GÓC

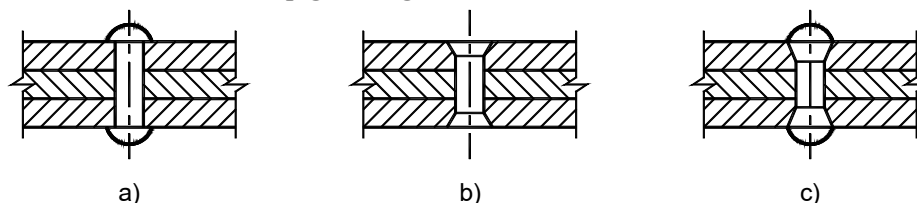
Bề dày của tấm thép đem hàn (mm)	Kích thước nhỏ nhất cho phép của cạnh mối hàn góc (mm) trong kết cấu làm từ loại thép	
	Thép cacbon	Thép hợp kim thấp
≤ 14	6	8
15 - 25	8	10
26 - 40	10	12
≥ 41	12	-

6.3.2. Liên kết đỉnh tán

Liên kết đỉnh tán là loại liên kết các bộ phận phổ biến được dùng trong cầu thép. Liên kết đỉnh tán có ba loại (hình 6.3), nhưng trong cầu thép được dùng nhiều nhất loại đỉnh mũ nổi (hình 6.3a) vì có cấu tạo đơn giản, dễ tán nổi. Trong cầu thép người ta dùng đỉnh tán đường kính 17, 20, 23, 26 và 29mm (theo đường kính lỗ đỉnh). Thường dùng nhất là đỉnh tán đường kính 23mm, khi bề dày ghép lớn thì dùng đỉnh 26mm.

Đường kính đỉnh tán trên cánh thép góc của các thanh chủ yếu không được vượt quá 1/4 bề rộng của cánh thép góc.

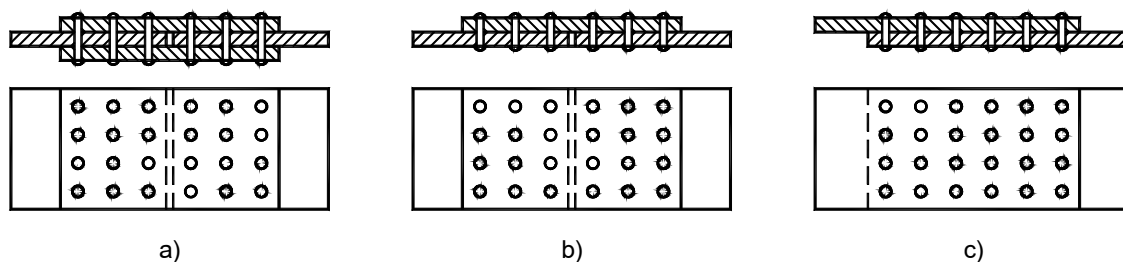
Trong những trường hợp bắt buộc, đối với các thanh hệ liên kết, sườn tăng cường, bản chắn ngang v.v... cho phép tán đỉnh đường kính 23mm trên cánh thép góc rộng 80mm, và đường kính 26mm trên cánh thép góc rộng 90mm.



Hình 6.3 Liên kết đỉnh tán dùng trong cầu thép
a) - Kiểu đỉnh tán mũ nổi; b) - Kiểu đỉnh tán mũ chìm; c) - Kiểu đỉnh tán mũ cao

Số loại đường kính đỉnh tán khác nhau trong bất kỳ kết cấu nhịp nào cũng không nên quá hai loại.

Khi bề dày tán ghép vượt quá 3,5 lần đường kính lỗ đỉnh người ta dùng loại đỉnh tán có thân hình côn và mũ đỉnh cao hơn (loại mũ cao trên hình 6.3c).



Hình 6.4 Các dạng nối ghép bằng liên kết đỉnh tán

Bảng 6.4
KHOẢNG CÁCH CHO PHÉP VỀ BƯỚC ĐÌNH TRONG LIÊN KẾT ĐÌNH TÁN

Kích thước quy định		Hàng đỉnh tán	Chiều so với nội lực	Dạng nội lực	Khoảng cách cho phép		
					Tối đa	Tối thiểu	
Giữa tâm các đỉnh		Hàng ngoài cùng trên tâm thép	Dọc theo	Bất kỳ	Trị số nhỏ giữa $7d$ và 16δ	3d	
		Hàng ngoài cùng trên thép góc			160mm		
		Hàng giữa			Nén		16 δ
					Kéo		24 δ
		Ngang	Bất kỳ	24 δ			
Bất kỳ	Chéo	-	3,5d				
Từ tâm đỉnh đến mép	Mép bất kỳ	Hàng ngoài cùng	Dọc theo	Bất kỳ	Trị số nhỏ giữa $8d$ và 120mm	2d	
	Mép cắt		Ngang			1,5d	
	Mép cán						

Chú thích cho bảng 6.4

d - Đường kính lỗ đỉnh.

δ - Bề dày của phân tố mỏng nhất tại liên kết tán ghép.

Bề dày lớn nhất (chiều dài thân đỉnh sau khi đã tán ghép) cần phải theo quy định sau:

- Không được vượt quá 4,5 lần đường kính lỗ đỉnh khi tán bằng một búa, đồng thời số lượng tập bản tán ghép không được quá 7 (với đỉnh tán đường kính 23mm) hoặc 8 (với đỉnh tán đường kính 26mm).

- Không được vượt quá 5,5 lần đường kính lỗ đỉnh khi tán bằng máy hoặc hai búa hơi ép, hoặc dùng dụng cụ đệm đỡ bằng hơi ép, đồng thời số lượng tập bản tán ghép không được quá 8 (với đỉnh tán đường kính 23mm) hoặc 9 (với đỉnh tán đường kính 26mm).

Phân bố đỉnh tán tại các mối nối liên kết bằng đỉnh tán (hình 6.4) nên bố trí đối xứng với trục của phân tố. Bố trí đỉnh tán cần phải xét tới bước đỉnh giới hạn cho phép (Bảng 6.4). Tại mối nối và các nút (tiết điểm) dàn, đỉnh tán phải bố trí với khoảng cách tối thiểu. Các đỉnh tán nối ghép thường bố trí theo khoảng cách tối đa.

6.3.3. Liên kết bulông (Bolted connections)

Trong kết cấu cầu thép người ta dùng các loại bulông tinh chế (gia công tiện) có kích thước chính xác: bulông thô làm từ các thanh thép tròn; bulông cường độ cao làm từ thép hợp kim số hiệu 40X, được nhiệt luyện với cường độ tức thời không thấp hơn 14000kg/cm² để làm bulông và êcu.

Bulông cường độ cao được xiết chặt đến mức sao cho trong quá trình sử dụng sẽ chỉ truyền lực nhờ ma sát giữa các bề mặt tiếp xúc.

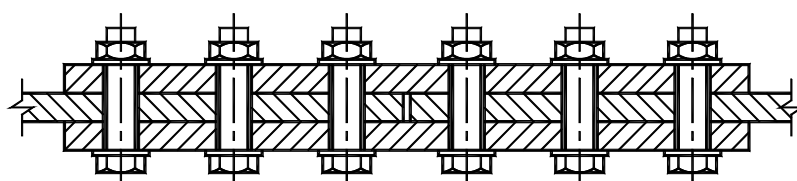
Xuất phát từ đặc điểm làm việc đó người ta còn gọi bulông cường độ cao là bulông ma sát.

Trong những mối liên kết bình thường người ta dùng bulông đường kính 16, 20, 22, 24, 27 và 30mm.

Đường kính lỗ của bulông tinh chế phải thích ứng với đường kính bulông. Để cho việc lắp ráp được thuận tiện, cho phép bulông thô và bulông cường độ cao có đường kính nhỏ hơn

lỗ đến 2,5mm. Ưu điểm chính của bulông thô và bulông cường độ cao về phương diện chế tạo là sự dễ dàng tạo thành mũ đinh. Bulông thô chỉ được phép dùng để liên kết các phân tử thứ yếu (lan can, thanh liên kết tạm thời, kết cấu dùng để duy tu bảo quản...) và những phân tử cần bảo đảm có khả năng chuyển vị dọc.

Bulông để thay thế đinh tán và bulông để liên kết với các bộ phận bằng thép đúc phải là bulông tinh chế. Vòng đệm dưới êcu của bulông tinh chế phải dày ít nhất là 6mm. Êcu phải được cố định bằng êcu hãm các chốt chẻ, các vòng đệm đàn hồi hoặc bằng cách hàn xung quanh để không bị lỏng ra.



Hình 6.5 Sơ đồ mối nối bằng bulông cường độ cao dùng trong cầu thép

Bulông cường độ cao (hình 6.5) là hình thức liên kết tiên tiến. Nó có tất cả các ưu điểm của liên kết bulông khi lắp ráp, lại không kém gì liên kết bằng đinh tán về phương diện chất lượng làm việc trong quá trình sử dụng.

Hiện nay người ta thường dùng bulông cường độ cao có đường kính 18, 22 và 24mm ứng với lỗ đinh 20, 24 và 26mm, xiết bulông phải dùng cờ lê lực.

Bulông bố trí theo cùng một quy định như đối với đinh tán, chỉ khác ở chỗ khoảng cách tối thiểu giữa tâm các bulông không được nhỏ hơn 3,5d và không được nhỏ hơn kích thước cần thiết để đặt cờ lê vận êcu lúc xiết bulông. Đường kính ngoài của loại cờ lê vận êcu có lỗ bằng khoảng 2,5d, của loại cờ lê vận êcu kiểu mở khoảng 4 - 4,5d.

Bulông thường (thô và tinh chế) tính toán khả năng chịu lực là chịu cắt và chịu ép mặt như đinh tán. Bulông cường độ cao tính toán dựa vào nội lực tại mối liên kết truyền qua lực ma sát. Cường độ tính toán của (khả năng chịu lực) của một bulông cường độ cao có thể xác định theo công thức:

$$[S_b] = 0,78kN_0f$$

Trong đó:

k - Số mặt phẳng ma sát giữa các phân tử cần liên kết tại mối nối.

N_0 - Nội lực kiểm tra tiêu chuẩn xiết bulông; đối với bulông cường độ cao đường kính 18, 22 và 24mm nội lực đó lấy tương ứng bằng 13, 20 và 24 tấn.

f - Hệ số ma sát giữa các bề mặt tiếp xúc; nếu những bề mặt đó được làm sạch bằng máy phun cát thì lấy bằng 0,4 cho thép cacbon và 0,45 cho thép hợp kim thấp.

0,78 - Hệ số tổng hợp kể đến khả năng các trị số N_0 và f có thể khác với trị số tiêu chuẩn, và cũng kể đến cả hệ số điều kiện làm việc chung $m_1 = 0,9$.

Trị số cường độ tính toán $[S_b]$ tính theo công thức trên khi $k = 1$ được lấy như sau (bảng 6.5):

Bảng 6.5
CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA BULÔNG CƯỜNG ĐỘ CAO

Đường kính bulông (mm)	Cường độ tính toán S_b (Tấn) đối với kết cấu	
	Thép cacbon	Thép hợp kim thấp
18	4,1	4,6
20	6,2	7,0
24	7,5	8,4

6.4. Bộ phận mặt cầu của cầu thép

Bộ phận mặt cầu làm nhiệm vụ tiếp nhận tác động lực của hoạt tải và truyền đến các bộ phận chịu lực chính của kết cấu nhịp.

Do các cầu có chiều rộng rất khác nhau, có thể chỉ 3,5m cũng có khi tới 20m hoặc hơn nữa. Vị trí tác dụng của tải trọng do hoạt tải không cố định trên mặt cắt ngang cầu. Mặt khác đoàn xe ô tô thực tế qua cầu thường khác nhiều so với đoàn ô tô tiêu chuẩn được xét trong lúc thiết kế. Do đó mặt cầu có cấu tạo rất đa dạng và được dùng kết hợp với dạng kết cấu chịu lực chính một cách rất linh hoạt.

Bộ phận mặt cầu gồm có:

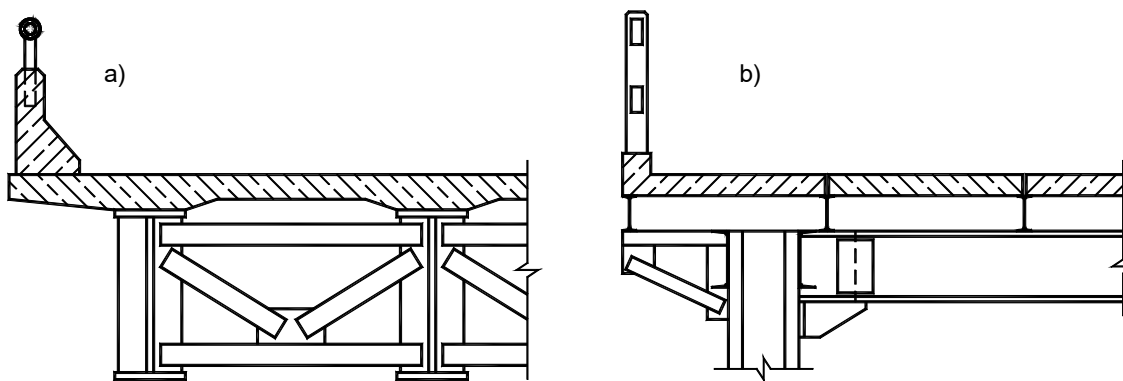
- Mặt cầu, là bộ phận trực tiếp chịu áp lực từ bánh xe của hoạt tải.
- Hệ thống dầm mặt cầu, có nhiệm vụ đỡ mặt cầu và truyền lực xuống kết cấu chịu lực chính (dầm chủ, dàn chủ...). Riêng ở các cầu dầm đặc có thể mặt cầu được liên kết trực tiếp với dầm chủ.

6.4.1. Mặt cầu

Yêu cầu đối với mặt cầu là phải ít bị hao mòn, bằng phẳng, không gây xung kích khi xe chạy qua, có trọng lượng bản thân nhẹ, bền lâu. Mặt cầu thường gồm hai phần: bên trên là các lớp phủ và phần bên dưới là kết cấu bản chịu lực. Trên mặt cầu có tạo dốc ngang và dốc dọc để thoát nước. Trong cầu thép hiện nay thường dùng mặt cầu có bản bê tông cốt thép chịu lực và loại mặt cầu là các bản thép có sườn tăng cường để giảm tĩnh tải.

a. Mặt cầu có bản bê tông cốt thép (hình 6.6) (Concrete deck slabs)

Các bản bê tông cốt thép này có thể đúc tại chỗ hoặc lắp ghép. Bên trên mặt bản bê tông cốt thép là các lớp phủ mặt cầu tính từ trên xuống dưới là: lớp bê tông nhựa dày 4 đến 6cm; lớp bê tông bảo vệ cho lớp phòng nước, dày 4cm bằng bê tông cốt thép; lớp phòng nước bằng giấy dầu hoặc bao tải tấm nhựa đường, dày 1cm; lớp đệm bằng vữa xi măng tạo dốc ngang cầu 1,5 - 2% để thoát nước, được tạo ra bằng cách thay đổi bề dày bản bê tông cốt thép đối với bản bê tông cốt thép đúc tại chỗ hoặc thay đổi bề dày lớp đệm với bản bê tông cốt thép lắp ghép. Có thể thay các lớp phủ trên bằng bằng một lớp bê tông xi măng mác 300. Khi đó vẫn phải có lớp phòng nước.



Hình 6.6 Bản mặt cầu bê tông cốt thép

a) - Bản mặt cầu BTCT đổ tại chỗ trên các dầm chính; b) - Bản mặt cầu BTCT lắp ghép

Loại mặt cầu có bản bê tông cốt thép đúc tại chỗ (hình 6.6a) đòi hỏi phải có đà giáo, ván khuôn và kéo dài thời gian thi công để chờ đợi bê tông đủ cường độ. Tuy nhiên loại này có ưu điểm là tiết kiệm cốt thép, không đòi hỏi cần cầu và liên khối với dầm thép nên tham gia chịu lực chung tốt, mặt khác độ cứng ngang của cả kết cấu nhịp cũng được tăng lên.

Nếu khoảng cách giữa các dầm chủ không lớn quá 2,5m thì có thể để bản bê tông cốt thép kê trực tiếp lên chúng. Khi đó bản làm việc theo sơ đồ bản liên tục nhiều nhịp theo hướng ngang cầu. Các dầm chủ đỡ bản có thể bị võng xuống do đó bản bê tông cốt thép coi như được kê trên các gối đàn hồi. Các mặt cắt bản có chỗ chịu mômen dương, có chỗ chịu mômen âm, do đó phải đặt cốt thép kép trong bản.

Nếu khoảng cách giữa các dầm chủ khá lớn, phải có hệ thống dầm mặt cầu đỡ bản. Lúc đó bản bê tông cốt thép làm việc theo sơ đồ bản kê trên 4 cạnh, cốt thép bố trí phức tạp hơn theo cả hai hướng.

Bản mặt cầu bê tông cốt thép lắp ghép (hình 6.6b), có thể áp dụng cho cầu có đường xe chạy trên hoặc cầu có đường xe chạy dưới. Các tấm bản lắp ghép được kê lên hệ dầm mặt cầu. Bản có mặt cắt hình chữ nhật hoặc khi khẩu độ lớn dùng bản có sườn.

Cần bảo đảm áp sát chặt khít bản bê tông cốt thép với dầm thép đỡ nó. Các khe nối bản cần cấu tạo sao cho xe chạy qua êm thuận, không gây xung kích phá hỏng lớp phủ mặt cầu. Giữa đáy bản và mặt trên của bản cánh dầm thép phải rải một lớp vữa xi măng trước khi đặt bản. Nếu cần tăng diện tích gối bản lên dầm cũng có thể đổ bê tông bọc luôn cả cánh trên của dầm thép.

Các mối nối dọc và mối nối ngang của bản mặt cầu nên bố trí vào đúng bên trên các dầm thép để bảo đảm độ võng của mép bản đều nhau khi có hoạt tải tác dụng lên.

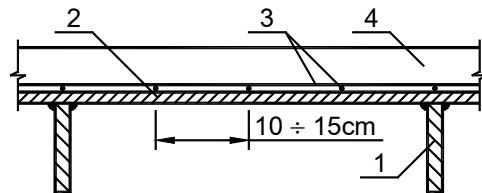
Mặt cầu có bản bê tông cốt thép thường khá nặng ($600 - 800\text{kG/m}^2$). Có thể áp dụng loại bê tông nhẹ hoặc dạng bản bê tông cốt thép dự ứng lực để giảm tĩnh tải. Ưu điểm của loại mặt cầu này là chịu lực tốt, bền lâu, an toàn và êm thuận cho xe chạy.

b. Mặt cầu bằng thép (Orthotropic steel decks)

Trên bản thép của mặt cầu người ta rải một lớp bê tông nhựa hay bê tông xi măng. Bản thép dày 10 - 12mm có các sườn tăng cường cũng bằng dải thép hàn liên kết vào mặt đáy bản (hình 6.7). Phần mặt cầu này có tham gia chịu lực chung với dầm chủ. Trên mặt bản thép có hàn dính một lưới cốt thép để cho lớp bê tông nhựa dính bám tốt với bản thép. Lưới này gồm các cốt thép $\Phi 6\text{mm}$ hàn thành các ô lưới vuông có cạnh từ 10 đến 15cm.

Để tăng cường hơn nữa độ cứng của bản có sườn, người ta thay các sườn dải thép bằng các sườn thép hình đặc biệt (hình 6.8).

Loại mặt cầu bản thép có sườn là loại mặt cầu tiên tiến, rất tiết kiệm thép cho cả kết cấu nhịp. Trọng lượng rải đều khoảng $230 - 250\text{kG/m}^2$. Loại mặt cầu này đã được áp dụng ở cầu Thăng Long.



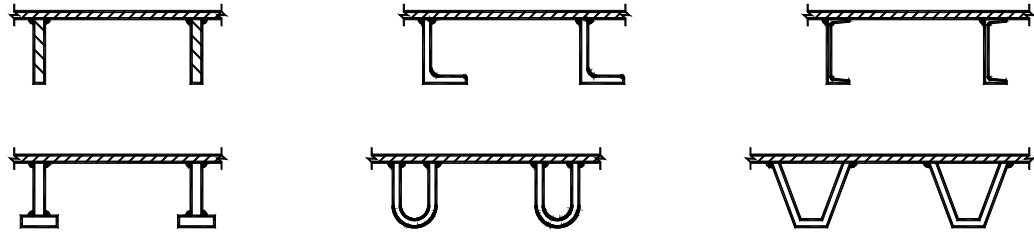
Hình 6.7 Mặt cầu có bản thép

1 - Sườn tăng cường

2 - Bản thép dày 10 ÷ 12mm

3 - Lưới cốt thép $\Phi 6$

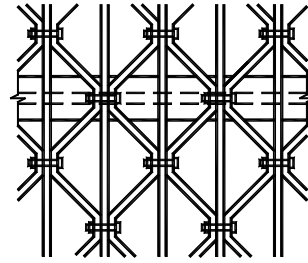
4 - Lớp bê tông asphalt



Hình 6.8 Một số dạng bản có sườn tăng cường

Một số cầu thép còn dùng dạng sàn mặt cáo rỗng làm mặt cầu (hình 6.9). Loại mặt cầu này có trọng lượng rất nhẹ khoảng 130 - 150kg/m², bảo đảm tốt về cường độ, độ bám, không cần hệ thống thoát nước, nhưng rất đắt, không cho các loại xe có xúc vật kéo qua lại, xe đạp đi cũng khó.

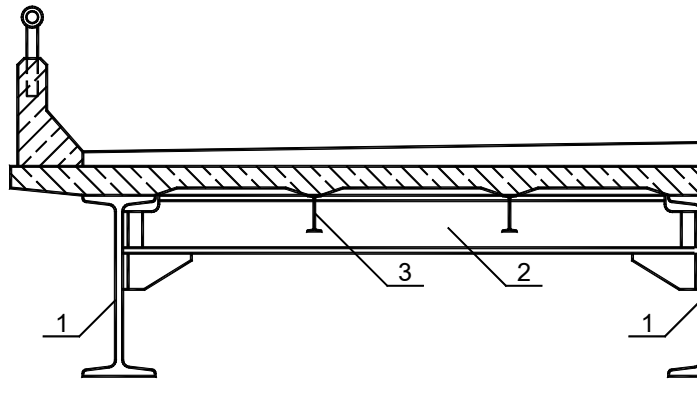
Một số dạng cầu quân sự có mặt cầu bằng hợp kim nhôm để giảm tĩnh tải, thuận tiện cho công tác vận chuyển và lao lắp, nhưng giá thành rất cao.



Hình 6.9 Mặt cầu kiểu sàn thép lưới mặt cáo

6.4.2. Hệ thống dầm mặt cầu

Hệ dầm mặt cầu gồm các dầm dọc, các dầm ngang có nhiệm vụ đỡ bộ phận mặt cầu (hình 6.10).



Hình 6.10 Sơ đồ hệ dầm mặt cầu
1 - Dầm chủ; 2 - Dầm ngang; 3 - Dầm dọc

Đối với các cầu nhỏ, các dầm chủ đặt gần nhau nên không cần có hệ dầm mặt cầu nữa.

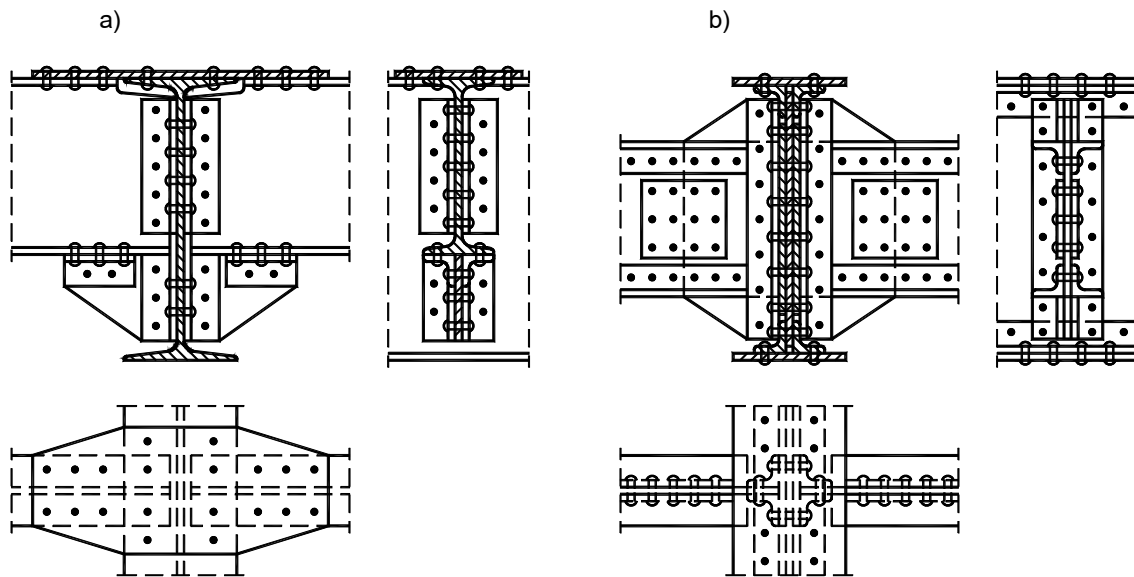
Trong các cầu mà khoảng cách giữa các dầm chủ (hoặc dàn chủ của cầu dàn có đường xe chạy dưới) lớn hơn 2,5m có thể chỉ làm các dầm ngang rồi đặt bộ phận mặt cầu bằng thép hay bê tông cốt thép lên trên chúng.

Đối với các nhịp lớn, để giảm chiều dài nhịp của kết cấu mặt cầu, có thể làm hệ dầm dọc và dầm ngang của mặt cầu. Trong cầu dàn thường bố trí dầm ngang tại các nút dàn, sau đó đặt dầm dọc lên trên các dầm ngang.

Khoảng cách giữa các dầm dọc thường từ 1 đến 2,5m, tùy theo loại mặt cầu sử dụng, đôi khi có thể tới 3m với bản mặt cầu bằng bê tông cốt thép.

Dầm mặt cầu thường có mặt cắt chữ I, khi nhịp ngắn và tải trọng nhẹ có thể dùng thép hình I. Các nhịp lớn hơn thường dùng dầm ghép bằng hàn hoặc đinh tán. Chiều cao dầm so với chiều dài nhịp vào khoảng $1/8$ đến $1/12$ nếu là dầm thép hình I, bằng $1/7$ đến $1/10$ nếu là dầm ghép. Sau khi chọn sơ bộ kích thước, các mặt cắt dầm được hiệu chỉnh lại qua tính toán. Các dầm quá cao cần có sườn tăng cường đứng và đôi khi phải có cả sườn tăng cường dọc để tăng cường ổn định cho sườn dầm.

Mặt cắt dầm ngang thường lớn hơn mặt cắt dầm dọc. Đôi khi nếu nội lực trong dầm ngang lớn quá thì có thể dùng loại dầm. Hình thức bố trí các dầm mặt cầu có nhiều cách, nếu đặt dầm dọc chông lên dầm ngang thì cấu tạo đơn giản, nhưng lại làm tăng chiều cao kiến trúc của cầu, vì vậy phương pháp này ít dùng. Hình thức bố trí hệ dầm mặt cầu để vừa dễ liên kết và bảo đảm các yếu tố khác hiện nay thường dùng hai cách thể hiện trên hình 6.11.



Hình 6.11 Liên kết các dầm mặt cầu

a) - Dầm dọc và dầm ngang đặt cùng cao độ; b) - Dầm dọc đặt thấp hơn dầm ngang

Theo phương pháp liên kết trên hình 6.11 thì chỗ giao nhau của các dầm sẽ có một dầm bị gián đoạn. Thông thường dầm ngang có tiết diện lớn hơn dầm dọc, nên dầm ngang được làm liên tục còn dầm dọc làm gián đoạn. Sườn dầm ngang tại chỗ liên kết với dầm dọc phải có sườn tăng cường để liên kết với bản bụng dầm dọc và tăng cường độ ổn định. Trường hợp thứ nhất (hình 6.11a) thì phía trên bản cánh của dầm dọc và dầm ngang phải có thêm tấm thép bản để liên kết bản cánh. Trường hợp thứ hai (hình 6.11b) thì trục của sườn dầm dọc thường được đặt trùng với tim của sườn dầm ngang để khoảng cách trên và dưới bằng nhau cho đơn giản và dễ liên kết. Nếu chiều cao dầm dọc thấp hơn nhiều so với chiều cao của dầm ngang thì người ta thường đặt thêm vào phía trên và dưới dầm dọc một bản thép (bản cá) đỡ dầm dọc và tránh sự tập trung ứng suất cũng như tăng cường khả năng ổn định cho sườn dầm dọc và dầm ngang.

CÂU HỎI ÔN TẬP

44. Trình bày ưu nhược điểm chung của cầu thép.
45. Trình bày các đặc điểm của các loại thép hình và phạm vi sử dụng của nó dùng trong cầu thép.

46. Trình bày yêu cầu cơ bản và các quy định về cấu tạo liên kết hàn dùng trong cầu thép.
47. Trình bày yêu cầu cơ bản và các quy định về cấu tạo liên kết nối ghép bằng đinh tán dùng trong cầu thép.
48. Trình bày tính chất chịu lực, ưu nhược điểm và phạm vi áp dụng của liên kết bulông cường độ cao dùng trong cầu thép.
49. Trình bày cấu tạo, ưu nhược điểm của mặt cầu có bản bê tông cốt thép dùng trong cầu thép.
50. Trình bày cấu tạo, ưu nhược điểm của mặt cầu bản thép có sườn dùng trong cầu thép.
51. Trình bày tác dụng của hệ dầm mặt cầu và các yêu cầu cấu tạo, cách bố trí hình thức liên kết chúng. Dựa vào cấu tạo trên hình vẽ cho biết rõ tên gọi và tác dụng của từng phân tử trong liên kết hệ dầm mặt cầu.

Chương 7

KẾT CẤU NHỊP CẦU DẦM THÉP VÀ DÀN THÉP GIẢN ĐƠN

7.1. Cầu dầm đặc giản đơn (Straight bridges)

7.1.1. Đặc điểm chung

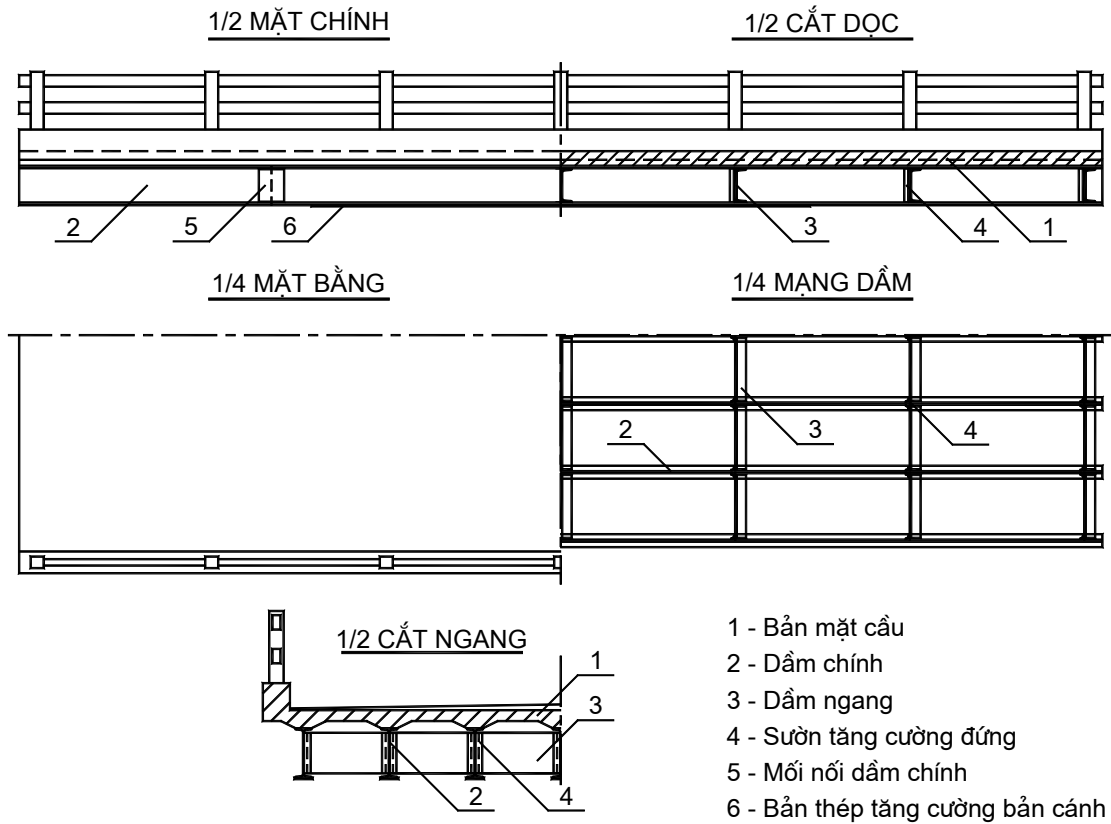
Cầu dầm đặc được sử dụng khá rộng rãi, nó thường dùng để vượt khẩu độ dưới 30m. Tuy vậy có thể dùng cho những khẩu độ lớn hơn. Sở dĩ cầu dầm đặc được sử dụng rộng rãi vì nó có những ưu điểm chính sau đây:

- Kết cấu đơn giản, chế tạo và thi công nhanh, thường có giá thành hạ so với cầu dàn thép cùng khẩu độ.

- Chiều cao kiến trúc tương đối nhỏ, thường hay sử dụng cho cầu có đường xe chạy trên, vì giảm được chiều cao đất đắp trên đường dẫn vào cầu.

Tuy nhiên kết cấu nhịp cầu dầm đặc giản đơn thường khó thoả mãn yêu cầu mỹ quan. Chiều cao dầm chủ không đổi, do đó ít dùng ở những nơi đòi hỏi có yêu cầu mỹ quan cao như trong thành phố, trừ cầu vượt.

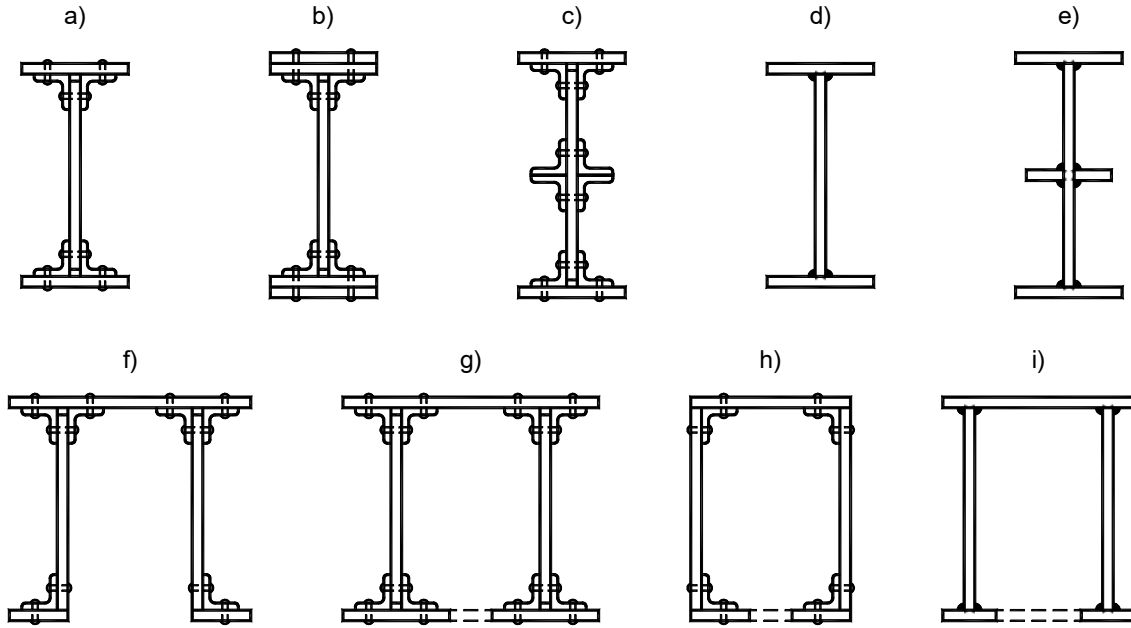
Cấu tạo chung kết cấu nhịp cầu dầm đặc giới thiệu trên hình 7.1.



Hình 7.1 Cấu tạo chung kết cấu nhịp cầu dầm đặc thép

7.1.2. Hình dạng tiết diện dầm chủ

Dầm chủ có thể chế tạo bằng hàn hoặc đinh tán. Tiết diện dầm chủ phải bảo đảm cho dầm có lợi về mặt chịu uốn và tiết kiệm vật liệu. Đối với cầu tạm hoặc bán vĩnh cửu có thể dùng dầm chủ bằng thép hình I để liên kết dễ, tháo, lắp nhanh. Tiết diện của dầm chủ thông thường có một thành đứng dạng chữ I, hoặc hai thành đứng dạng hình hộp (hình 7.2).



Hình 7.2 Các dạng tiết diện dầm chủ cầu dầm đặc thép
a, b, c, f, g và h) - Dầm liên kết bằng đinh tán; d, e và i) - Dầm liên kết bằng hàn

Đối với kết cấu nhịp dầm đơn giản thì tiết diện chữ I được dùng phổ biến nhất, số lượng thép bản làm cánh dầm I được thay đổi trên chiều dài dầm tương ứng với hình bao mômen của dầm. Tiết diện dạng hình hộp thường dùng khi khoảng cách giữa các dầm chủ lớn hoặc khẩu độ lớn vì yêu cầu khả năng chịu lực của nó lớn hơn, nhưng đồng thời chế tạo và lắp ráp cũng phức tạp hơn dầm I.

7.1.3. Kích thước cơ bản của dầm chủ

Kích thước của dầm chủ phụ thuộc vào khẩu độ, tải trọng thiết kế, khổ cầu... Sau đây là cách xác định các kích thước cơ bản của dầm chủ (hình 7.3).

a. Chiều cao dầm chủ (h).

Chiều cao dầm chủ phụ thuộc vào các điều kiện sau:

- Trọng lượng bản thân phải nhỏ nhất, để thực hiện tối đa việc tiết kiệm thép.
- Bảo đảm độ cứng của dầm trong mặt phẳng thẳng đứng (nghĩa là độ võng không được vượt quá độ võng cho phép).
- Kích thước và trọng lượng của các mảnh dầm đáp ứng được điều kiện vận chuyển và lao, lắp.
- Chiều cao kiến trúc của kết cấu càng nhỏ càng tốt, để giảm khối lượng đất đắp của đường dẫn vào cầu.

- Sử dụng được các tấm thép định hình có kích thước thông dụng, hạn chế mối nối dọc.

Chiều cao dầm chủ (h) ảnh hưởng rất lớn đến giá thành cầu. Vì vậy cần phải tính toán và so sánh phương án. Dựa vào tính toán và số liệu thực tế, chiều cao kinh tế nhất của dầm chủ có thể được xác định theo công thức:

$$h = \frac{\alpha M}{R \delta} \quad (7.1)$$

Trong đó: M - Mômen uốn tính toán lớn nhất ở mặt cắt giữa nhịp.

R - Cường độ tính toán của thép làm dầm chủ.

δ - Chiều dày sườn dầm.

α - Hệ số kinh nghiệm lấy bằng 2,5 - 2,7.

Khi xét dịch kích thước (h) xung quanh chiều cao kinh tế thì trọng lượng dầm thay đổi không nhiều. Nên lúc thiết kế, sau khi tính toán chiều cao kinh tế ta còn dựa vào các điều kiện đã nêu ở trên để chọn chiều cao dầm chủ sao cho hợp lý nhất.

Thông thường chiều cao dầm chủ có giá trị như sau: $h = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{20} \right) l$

với l là khẩu độ nhịp.

b. *Chiều dày bản bụng* (δ).

Chiều dày bản bụng phải phù hợp với chiều cao bản bụng (h') và phải bảo đảm cho bản bụng chịu lực cắt. Chiều dày bản bụng phải thoả mãn điều kiện sau:

$$\delta \geq \frac{1}{12,5} \sqrt{h'} \quad \text{và } \delta \geq 10\text{mm} \quad \text{Đối với thép cacbon.}$$

$$\delta \geq \frac{1}{10} \sqrt{h'} \quad \text{và } \delta \geq 10\text{mm} \quad \text{Đối với thép hợp kim thấp}$$

c. *Chiều rộng bản cánh* (b_c).

Bản cánh gồm các bản thép và thép góc liên kết. Bản cánh chịu mômen là chủ yếu. Thép góc liên kết làm việc cùng với dầm, cánh của thép góc cùng với các bản thép ở cánh chịu mômen. Các thép góc thường giữ không thay đổi trên suốt chiều dài dầm. Thép góc dùng liên kết không được nhỏ hơn $100 \times 100 \times 10$.

Chiều rộng của bản cánh phải bảo đảm phủ kín cánh thép góc theo điều kiện sau:

$$b_c \geq (2b + \delta + 2 \times 5)\text{mm} \quad (7.2)$$

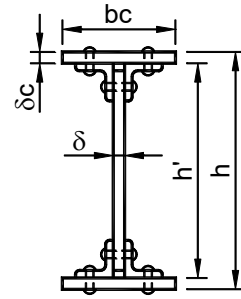
Trong đó: b - Bề rộng cánh nằm ngang của thép góc.

δ - Chiều dày bản bụng dầm.

5mm - Độ chia ra tối thiểu mỗi bên của bản cánh.

Bề rộng lớn nhất của bản cánh được xác định phụ thuộc bởi đoạn chia ra lớn nhất tính từ hàng đinh ngoài cùng liên kết bản cánh với thép góc đến mép bản cánh. Mặt khác bề rộng bản cánh còn phải bảo đảm ổn định cục bộ, theo kinh nghiệm thì bề rộng của bản cánh không được vượt quá 15 lần bề dày bản cánh (δ_c) và 400mm.

d. *Chiều dày bản cánh* (δ_c).



Hình 7.3 Các kích thước cơ bản của tiết diện dầm chủ

Bản cánh có thể do nhiều thép bản ghép lại. Bề dày mỗi bản thép không được vượt quá 20mm để bảo đảm chất lượng liên kết, đồng thời không được nhỏ quá 10mm để bảo đảm ổn định cục bộ. Bề dày lớn nhất của bản cánh kể cả chiều dày thép góc liên kết và các loại bản thép nối, hạn chế theo điều kiện ghép tán đinh đã quy định ở chương 6 (trong mục 6.3.2).

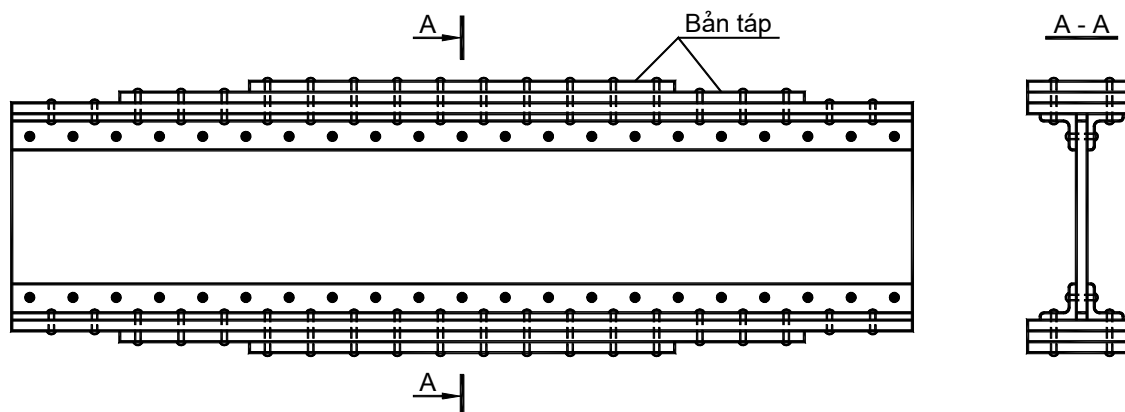
Khi xét bề dày bản cánh cũng cần chú ý đến diện tích hợp lý của thép góc liên kết. Diện tích của thép góc liên kết nên bằng 30 đến 40% diện tích cánh dầm để bảo đảm điều kiện làm việc cho thép góc liên kết.

7.1.4. Số lượng dầm chủ

Số lượng dầm chủ phụ thuộc vào khổ cầu, tải trọng tính toán và khẩu độ nhịp. Tuy nhiên ta còn phải căn cứ vào những yếu tố khác nữa như: chế tạo, khối lượng thép, giá thành... Kinh nghiệm cho thấy với cầu khổ rộng thì khoảng cách giữa các dầm chủ từ 2 đến 3m. Nếu khoảng cách lớn lớn, số lượng dầm chủ ít đi, nhưng bản bê tông mặt cầu sẽ dày, làm tăng tính tải. Ngược lại nếu khoảng cách nhỏ, thì số dầm tăng lên và các dầm chủ chịu lực không đều.

7.1.5. Biện pháp tăng cường mặt cắt dầm chính (Stiffeners)

a. Tăng cường cho bản cánh dầm

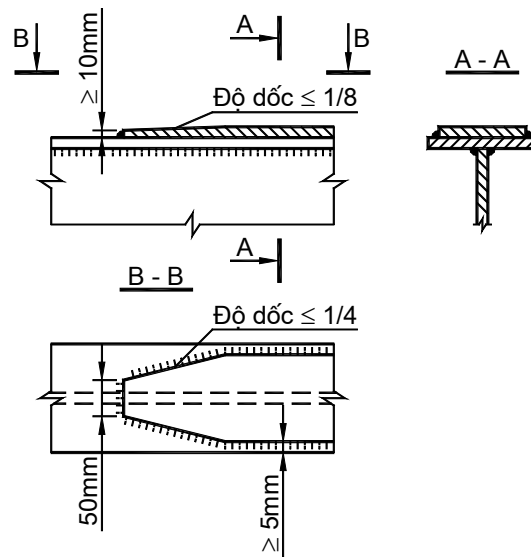


Hình 7.4 Biện pháp tăng cường bản cánh cho dầm liên kết bằng đinh tán

Bản cánh chịu mômen là chủ yếu. Đối với kết cấu nhịp dầm giản đơn, trị số nội lực bao mômen bằng không ở mặt cắt gối và tăng dần lớn nhất tại giữa nhịp theo quy luật đường cong parabol bậc hai. Do đó diện tích bản cánh cũng thay đổi theo. Giải quyết vấn đề này người ta thêm vào các bản thép, ghép vào cánh trên và cánh dưới dầm (đối với bản mặt cầu bằng bê tông cốt thép thì chỉ tăng cường bản cánh phía dưới). Ở mặt cắt giữa dầm mômen lớn nhất nên cần nhiều bản táp hơn, càng gần gối số bản táp càng ít hơn (hình 7.4). Do vậy có những bản táp không dài suốt dầm mà chỉ ở đoạn giữa dầm, nhưng phải có ít nhất một bản thép được kéo dài đến đầu dầm.

Đối với dầm liên kết bằng đinh tán, bề rộng bản tấp thường không thay đổi, để thuận tiện cho việc tán đinh (mặt cắt A - A hình 7.4).

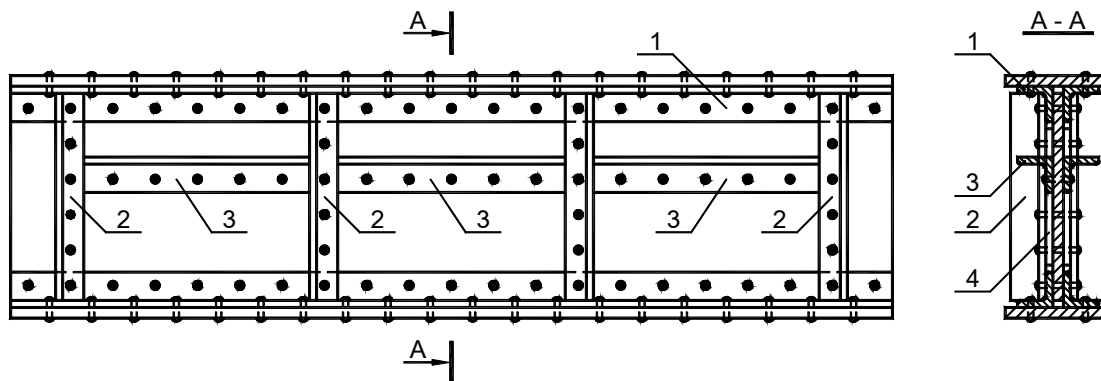
Đối với dầm liên kết bằng hàn, để tránh ứng suất cục bộ cần phải thay đổi tiết diện bản tấp. Sự thay đổi này thực hiện cả đối với chiều dày và cả đối với chiều rộng (hình 7.5). Ở chỗ cắt chiều dày bản tấp được gọt mỏng dần với độ dốc không quá $1/8$, nhưng phải để bề dày ở cuối là 10mm. Bề rộng của bản tấp cũng phải xén dần, ở chỗ bắt đầu cắt bản tấp theo tính toán được vát bớt với độ vát không quá $1/4$ và bảo đảm bề rộng ở cuối tấm khoảng 50mm.



Hình 7.5 Quy cách cắt bản cánh đối với dầm liên kết bằng hàn

b. Tăng cường cho bản bụng dầm.

Bản bụng chủ yếu chịu lực cắt và phải có chiều dày đảm bảo điều kiện ổn định cục bộ. Lực cắt lớn nhất ở gối và giảm dần đến giữa dầm, tuy vậy người ta vẫn làm kích thước của bản bụng không đổi trên toàn chiều dài dầm và bố trí thêm các sườn tăng cường đứng đôi khi có sườn tăng cường dọc nếu chiều cao bản bụng lớn.



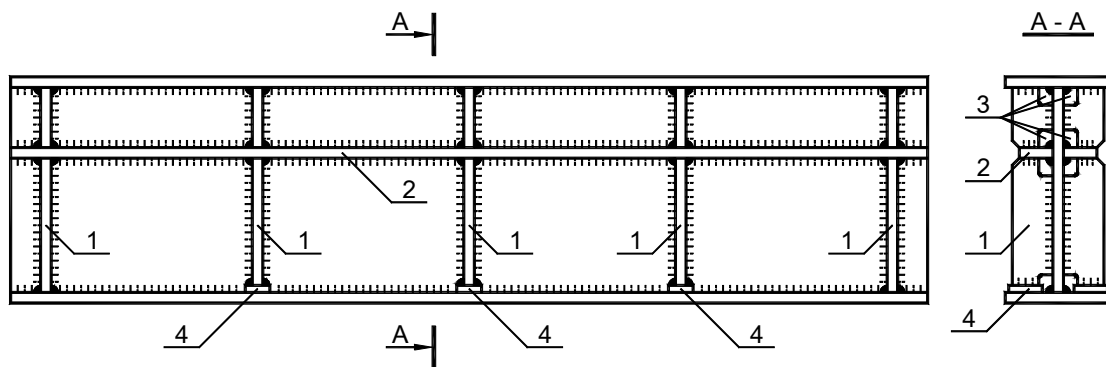
Hình 7.6 Biện pháp tăng cường bản bụng dầm đối với dầm liên kết bằng đinh tán
1 - Thép góc liên kết; 2 - Thép góc làm sườn đứng; 3 - Sườn dọc; 4 - Bản thép đệm

Sườn tăng cường đứng được bố trí trên suốt chiều dài dầm (hình 7.6 và hình 7.7) nhưng ở gần gối có thể bố trí dày hơn ở giữa nhịp. Tại vị trí có liên kết ngang nhất thiết phải bố trí sườn tăng cường đứng. Ở mọi vị trí sườn tăng cường được bố trí đối xứng qua bản bụng. Có thể làm sườn tăng cường bằng thép góc hoặc thép bản. Khi dùng thép góc thì cánh ngang liên kết với bụng dầm, còn cánh dài để tự do, chiều dài của cánh tự do tối thiểu phải là: $h/30 + 40\text{mm}$ (với h là chiều cao bản bụng). Khi dùng thép bản với chiều dày 10 - 12mm (riêng ở gối có thể đến 20 - 30mm) và khi không có sườn tăng cường dọc thì bề rộng không được nhỏ hơn cánh thò ra của thép góc liên kết.

Thép góc tăng cường phải ốp lên thép góc liên kết cho nên phải uốn đầu của chúng để không vướng vào cánh thép góc hoặc phải đặt thêm bản thép đệm (mặt cắt A - A hình 7.6).

Dùng thép đệm thì cấu tạo đơn giản, không phải gia công, nhưng tốn thép nên thường dùng khi chiều cao bản bụng nhỏ hoặc ở vị trí sườn tăng cường chịu lực lớn như ở gối. Với dầm liên kết hàn, thép tăng cường đứng được hàn vào bụng dầm và hàn với cánh chịu nén, tại chỗ tiếp xúc với cánh chịu kéo không được hàn mà chêm bằng thép đệm dày 15 đến 20mm, rộng 30 đến 40mm. Miếng đệm này chêm chặt và hàn dính vào sườn tăng cường, riêng với sườn tăng cường ở gối thì được phép hàn vào biên chịu kéo (hình 7.7).

Khi chiều cao bản bụng lớn, ngoài sườn tăng cường đứng cần phải bố trí sườn tăng cường dọc ở phần chịu nén của bản bụng và cũng bố trí đối xứng hai bên bản bụng như sườn đứng (hình 7.6 và 7.7). Chỗ giao nhau giữa sườn đứng và sườn dọc có thể làm sườn đứng hoặc sườn dọc liên tục. Với dầm liên kết hàn thì có thể làm sườn dọc liên tục, sườn đứng phải được khoét đầu và hàn dính vào sườn dọc giống như hàn dính vào cánh dầm. Để tránh các mối hàn giao nhau gây ứng suất tập trung người ta khoét hoặc xén đầu các sườn đứng (mặt cắt A - A trên hình 7.7). Nên khoét đầu theo miếng khoét hình chữ nhật, chiều cao 80 - 120mm, chiều rộng 50 - 80mm, góc lượn theo đường cong với bán kính nhỏ nhất 20mm.



Hình 7.7 Biện pháp tăng cường bản bụng dầm đối với dầm liên kết bằng hàn
1 - Sườn đứng; 2 - Sườn dọc; 3 - Miếng khoét; 4 - Bản thép đệm

Khi có cả sườn tăng cường đứng và sườn tăng cường dọc thì kích thước của chúng phải đảm bảo cho mômen quán tính (I) đối với trục đi qua trọng tâm của sườn và song song với mặt phẳng sườn dầm, không nhỏ hơn các trị số sau:

$$\text{Với sườn tăng cường đứng: } I = 3h\delta^3.$$

$$\text{Với sườn tăng cường dọc: } I = \left(2,5 \div 4,5 \frac{a}{h} \right) \frac{a^2}{h} \delta^3 \text{ và không nhỏ hơn } 1,5h\delta^3, \text{ cũng}$$

không được lớn hơn $7h\delta^3$.

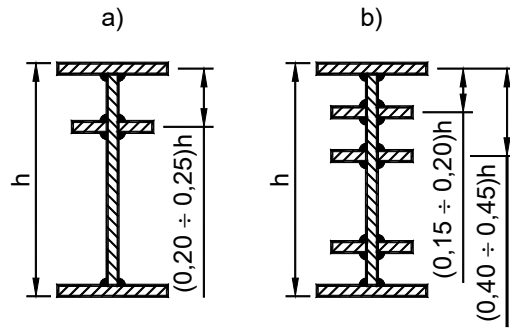
Trong đó:

h - Chiều cao bản bụng.

δ - Chiều dày bản bụng.

a - Khoảng cách giữa các sườn tăng cường đứng.

Sườn tăng cường dọc, được đặt gần về phía cánh chịu nén của dầm. Khoảng cách từ sườn tăng cường dọc đến cánh chịu nén như sau: Khi chỉ có một sườn dọc là: $(0,20 - 0,25)h$; khi có hai hoặc ba sườn dọc thì khoảng cách bản cánh đến sườn thứ nhất là $(0,15 - 0,20)h$, khoảng cách đến sườn thứ hai là: $(0,4 - 0,45)h$, còn sườn thứ ba đặt trong khu vực chịu kéo của bản bụng (hình 7.8).



Hình 7.8 Vị trí của sườn tăng cường dọc
a) - Khi bố trí một sườn dọc ở vùng chịu nén
b) - Khi bố trí nhiều sườn dọc ở cả vùng chịu kéo

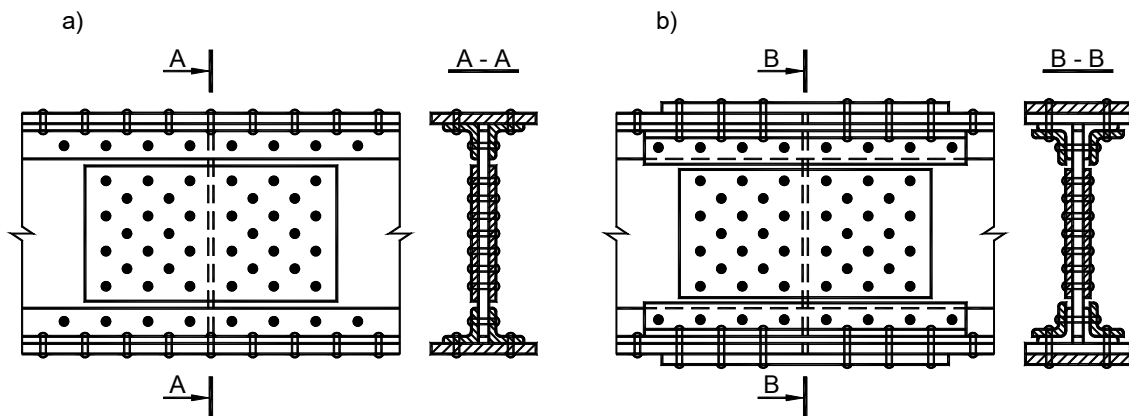
7.1.6. Mỗi nối dầm chính (Splices)

Do các dầm chủ của cầu dầm đặc có cấu tạo được ghép từ các thép bản và thép góc. Thép bản làm bụng dầm thường có chiều dài khi sản xuất từ 8 đến 12m, thép bản làm bản cánh và thép góc liên kết có chiều dài từ 12 đến 19m. Vì vậy những dầm dài phải được nối, mỗi nối ở bản bụng nhiều hơn.

Đối với những dầm có khẩu độ nhỏ thì thường được chế tạo hoàn chỉnh cả dầm tại xưởng, rồi mới vận chuyển ra vị trí lao lắp. Những dầm dài thì phải được chế tạo từng phần một ở trong xưởng, sau đó vận chuyển tới vị trí xây dựng rồi mới lắp ráp. Trong trường hợp này, phải thiết kế mỗi nối đặc biệt để chia dầm ra từng phần có chiều dài và trọng lượng phù hợp với phương tiện vận chuyển và cầu lắp. Những mỗi nối này gọi là mỗi nối lắp ráp.

Như vậy, sẽ có hai loại mỗi nối được phân biệt như sau; Mỗi nối ở xưởng, do chiều dài thép bị hạn chế, mỗi nối chỉ thực hiện một bộ phận của dầm, thông thường mỗi nối chỉ thực hiện ở bản bụng. Mỗi nối lắp ráp ở công trường, do phương tiện thi công hoặc phương pháp thi công chi phối, đối với mỗi nối này phải thực hiện cả bản bụng, bản cánh và thép góc cùng một vị trí.

Khi thiết kế mỗi nối cần phải bảo đảm các yêu cầu sau: Mỗi nối phải đủ khả năng chịu lực, cấu tạo đơn giản để thuận tiện cho chế tạo và lắp ráp, dễ dàng cho việc quan sát, tẩy rỉ và sơn bảo quản và đặc biệt không được nối ở chỗ chịu lực lớn.



Hình 7.9 Mỗi nối dầm chủ

a) - Khi nối bản bụng dầm; b) - Mối nối cả bản bụng, bản cánh và thép góc

Mối nối ở xương: Bản bụng của dầm được nối bằng cách ốp các tấm thép bản vào hai bên. Chiều cao của thép bản ốp chỉ bằng khoảng cách trống giữa giữa thép góc cánh trên và cánh dưới, bề rộng được xác định theo khả năng chịu lực của liên kết (hình 7.9a). Mối nối có cấu tạo đơn giản, nhưng do phần bản bụng phía trong các thép góc bị gián đoạn, nên ứng suất phát sinh trong thép góc tăng lên, khi cần thiết phải đặt thêm các tấm thép ốp phụ nữa lên cánh đứng của thép góc và một phần thép bản ốp chính ở bụng dầm.

Mối nối lắp ráp: do thực hiện tại công trường, nên toàn bộ bản bụng, bản cánh và thép góc đều gián đoạn (hình 7.9b). Bản bụng của dầm được nối bằng cách ốp các tấm thép bản vào hai bên. Bản cánh được ốp một thép bản có cùng bề rộng. Thép góc cũng được ốp bằng một thép góc bên ngoài. Tất cả các thép bản và thép góc ốp ngoài thì kích thước được xác định theo khả năng chịu lực của liên kết. Nhưng với thép ốp bản cánh có bề rộng không được lớn hơn bề rộng của thép bản nối, các thép bản ốp ở bản bụng, bản cánh và thép góc ốp cũng vậy có bề dày thường không nhỏ hơn với thép bản và thép góc được nối.

7.1.7. Hệ liên kết giữa các dầm chính (Lateral Bracing)

Hệ liên kết giữa các dầm chủ gồm có: hệ liên kết dọc và hệ liên kết ngang. Hệ liên kết dọc nằm trong mặt phẳng song song với mặt cầu, còn hệ liên kết ngang nằm trong những mặt phẳng vuông góc với mặt cầu. Nhờ có các hệ liên kết này, các dầm tạo thành một hệ không gian vững chắc.

a. Hệ liên kết dọc.

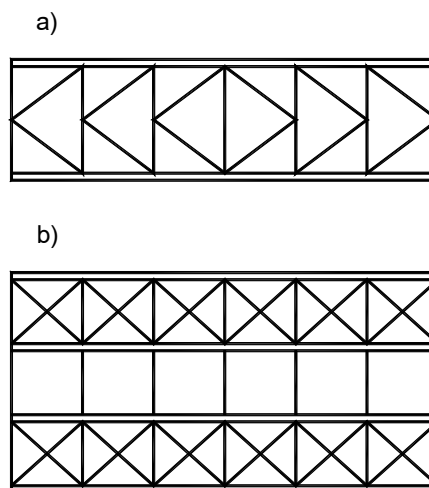
Hệ liên kết dọc chủ yếu chịu lực ngang tác dụng vào kết cấu nhịp. Tuy vậy nó còn chịu một phần nhỏ áp lực thẳng đứng do cánh dầm chủ bị biến dạng hoặc do các dầm chủ chịu lực không đều.

Khi chỉ có hai dầm chủ hoặc khoảng cách giữa các dầm chủ lớn thì hệ liên kết dọc thường hay làm kiểu chữ K (hình 7.10a). Khi cầu có nhiều dầm chủ (thường lớn hơn 4 dầm) có thể liên kết từng đôi dầm thành một khối bất biến hình, sau đó liên kết các khối với nhau chỉ bằng các thanh ngang (hình 7.10b).

Nếu các dầm chủ được liên kết lại với nhau khá chắc chắn bởi bản bê tông cốt thép thì có thể không cần cấu tạo hệ liên kết dọc trên.

Các thanh của hệ liên kết dọc có thể gắn với biên dầm qua bản nút. Tuy vậy cũng có thể đưa mặt phẳng của hệ liên kết dọc khỏi mặt phẳng biên dầm và gắn các thanh liên kết vào sườn dầm. Như vậy biên dầm không trực tiếp nhận tải trọng truyền từ các thanh liên kết và liên kết cũng không trực tiếp giảm chiều dài tự do của cánh dầm mà thông qua các sườn tăng cường đứng. Theo quy trình thiết kế cầu công theo trạng thái giới hạn 22 TCN 18 - 79 mặt phẳng của hệ liên kết dọc không được cách mặt phẳng cánh dầm quá $\frac{1}{5}$ chiều cao bản bụng. Như vậy có thể bố trí hệ liên kết dọc ở mặt phẳng có sườn tăng cường dọc.

Việc bố trí sắp xếp và thực hiện liên kết các thanh trong hệ liên kết dọc còn phải được kết hợp với bố trí sắp xếp cấu tạo và liên kết các



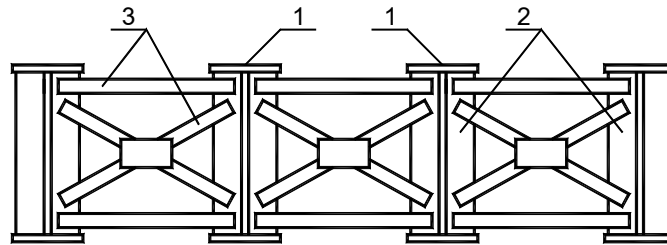
Hình 7.10 Sơ đồ hệ liên kết dọc

- a) - Khi có hai dầm chủ
- b) - Khi có nhiều dầm chủ

thanh của hệ liên kết ngang.

b. Hệ liên kết ngang.

Hệ liên kết ngang được bố trí trong mặt phẳng vuông góc với trục dầm. Ở chỗ có hệ liên kết ngang phải bố trí sườn tăng cường đứng cho dầm chủ. Hệ liên kết gồm có thanh đứng (thường chính là sườn tăng cường đứng của dầm chủ), thanh ngang (thường chính là thanh ngang của hệ liên kết dọc) và thanh chéo. Có thể bố trí thành dạng tam giác hoặc chữ X (hình 7.11). Tại mặt cắt gối cần bố trí hệ liên kết ngang khoẻ hơn (độ cứng lớn) để có thể đặt kích nâng hạ dầm và tham gia phân phối phản lực tốt hơn.



Hình 7.11 Sơ đồ hệ liên kết ngang

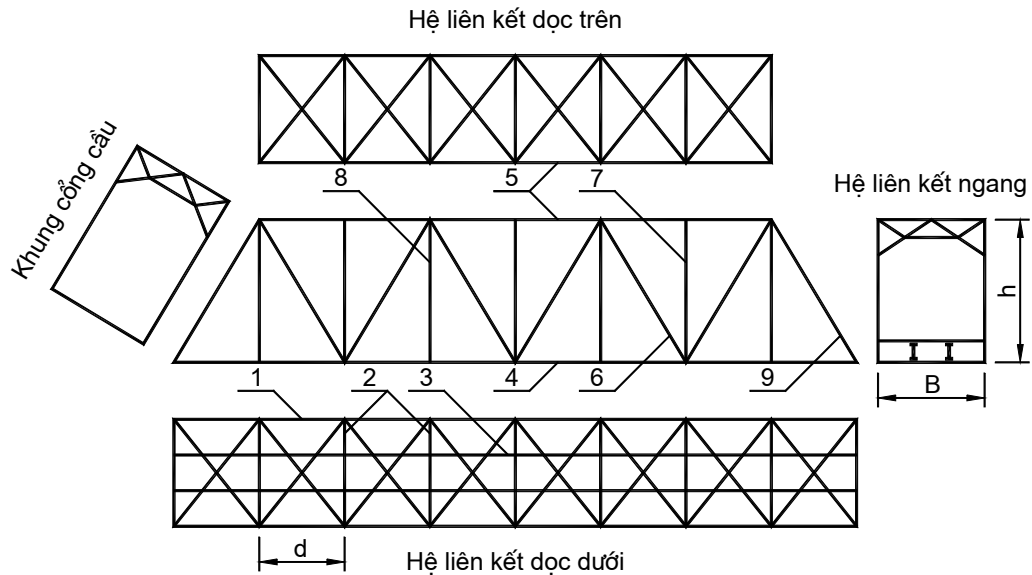
1 - Dầm chủ; 2 - Sườn tăng cường đứng; 3 - Hệ liên kết ngang

7.2. Cầu dàn thép giản đơn (Truss bridges)

7.2.1. Khái niệm chung

Với những cầu nhịp ngắn, người ta thường dùng cầu dầm, nhưng khi chiều dài nhịp tăng lên chiều cao dầm tăng theo, khối lượng thép ở bụng dầm chiếm một tỷ lệ đáng kể, do vậy không tiết kiệm thép. Vì vậy với những nhịp từ 40 đến 50m trở lên thông thường thì cầu dàn tiết kiệm hơn cầu dầm. Tuy nhiên cầu dàn lại phức tạp hơn cầu dầm rất nhiều về mặt cấu tạo, chế tạo và lắp đặt. Vì vậy trong từng cầu phải có so sánh phương án để chọn ra phương án hợp lý nhất.

Cầu dàn có thể cấu tạo đường xe chạy trên hoặc chạy dưới. Trường hợp nhịp vừa và chiều cao kiến trúc cho phép thì thường làm cầu dàn có đường xe chạy trên, vì cầu có cấu tạo đơn giản, bề rộng các trụ nhỏ hơn, bản mặt cầu che chở cho phần kết cấu nhịp khỏi bị mưa, nắng có lợi cho duy tu bảo quản. Mặt khác cầu có đường xe chạy trên bảo đảm mỹ quan, người đi trên cầu có thể nhìn bao quát xung quanh mà không bị các thanh bụng che chắn, điều này có ý nghĩa lớn đối với cầu thành phố.

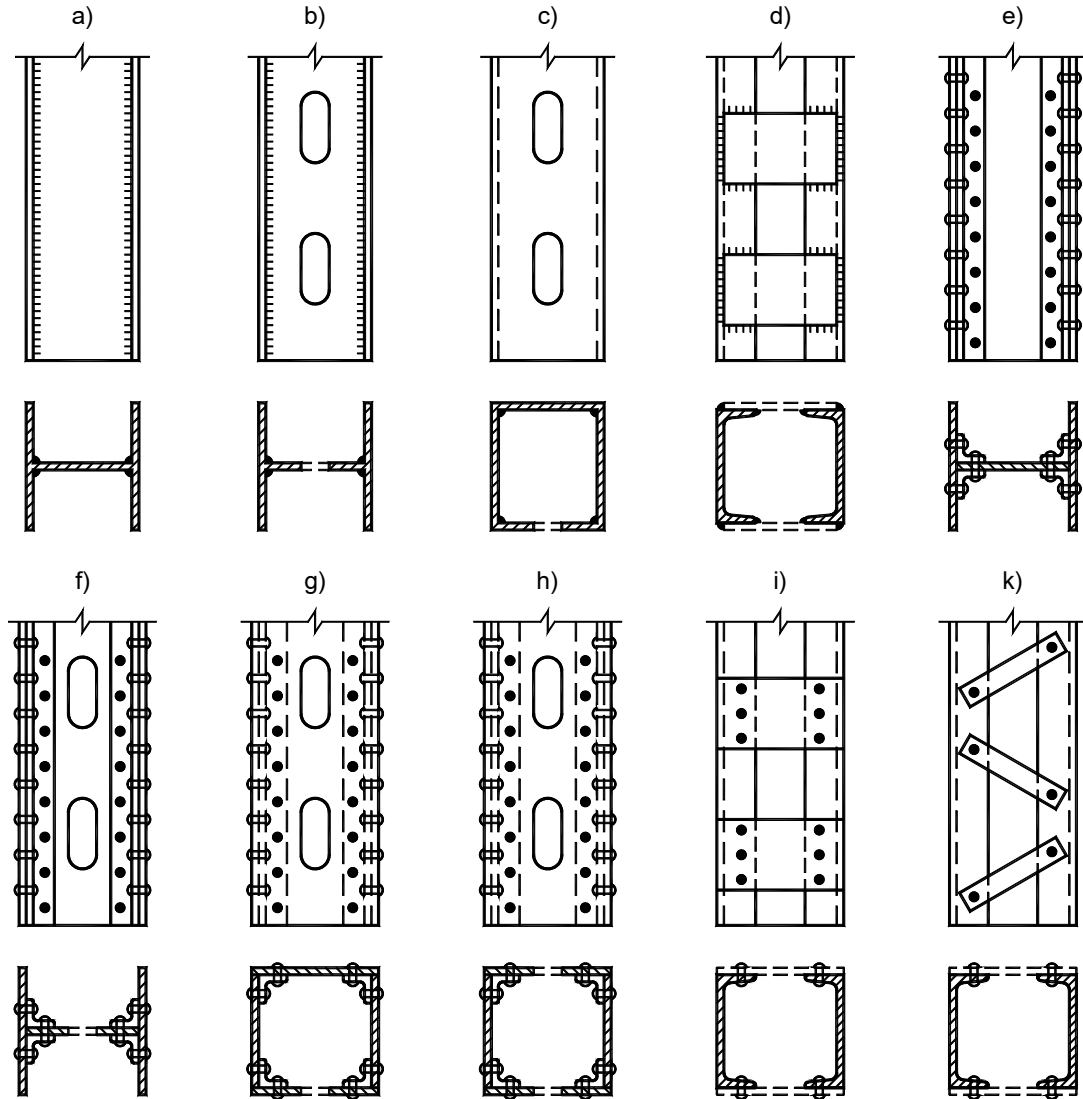


Hình 7.12 Sơ đồ cấu tạo kết cấu nhịp dầm thép

1 - Dàn chủ; 2 - Dầm ngang; 3 - Dầm dọc; 4 - Thanh biên dưới; 5 - Thanh biên trên
6 - Thanh xiên; 7 - Thanh đứng; 8 - Thanh treo; 9 - Thanh xiên công cầu

Một cầu dầm (hình 7.12) thường gồm các dàn chủ do các thanh biên trên, biên dưới và các thanh bụng (thanh đứng, thanh treo, thanh xiên) tạo thành. Các dàn chủ được liên kết với nhau bằng hệ liên kết dọc và liên kết ngang để tạo thành một kết cấu bất biến hình. Hệ liên kết dọc được bố trí ở mức biên trên và biên dưới của dàn chủ. Hệ liên kết ngang bố trí trong mặt phẳng của thanh đứng hoặc thanh xiên. Để đảm bảo nhận tải trọng từ mặt cầu và truyền vào các nút dàn, trong cầu dầm thường bao giờ cũng cấu tạo hệ dầm mặt cầu bao gồm dầm dọc và dầm ngang.

7.2.2. Cấu tạo các thanh dàn



Hình 7.13 Các kiểu cấu tạo thanh dầm

a), b), c), d) - Thanh dầm liên kết hàn; e), f), g), h), i), k) - Thanh dầm liên kết đinh tán

Hình dạng và mặt cắt các thanh dầm phải đạt được yêu cầu chủ yếu là: chế tạo và lắp ráp kết cấu được đơn giản và thuận tiện. Ngoài ra hình dạng mặt cắt đó cũng phải bảo đảm dễ dàng quan sát, tẩy rỉ, sơn bảo quản và không để cho rác bẩn và nước ứ đọng.

Mặt cắt các thanh của dầm gồm các thép cán định hình ghép thành (thép bản, thép góc, thép hình máng). Do các thanh dầm chỉ chịu lực dọc trục (kéo hoặc nén) cho nên các thanh dầm người ta thường dùng tiết diện thanh kiểu chữ H cho những thanh chịu kéo và tiết diện hình hộp cho các thanh chịu nén hoặc vừa chịu kéo vừa chịu nén (hình 7.13).

Ưu điểm chủ yếu của của tiết diện chữ H là đơn giản về cấu tạo, do đó việc chế tạo tại xưởng và lắp ráp dễ dàng hơn. Nhược điểm chính của nó là độ cứng trong mặt phẳng đứng tương đối nhỏ.

Trên hình 7.13a, b, e, f là các dạng cấu tạo và tiết diện các thanh xiên, thanh đứng kiểu chữ H dùng cho kết cấu tán đinh và hàn. Các thanh có tiết diện hình hộp (hình 4.12c, d, g, h, i,

k) dùng cho các thanh biên và thanh xiên công cầu. Các thanh tiết diện hình hộp, có cấu tạo phức tạp, nhưng lại có độ cứng lớn. Thông thường để cho thông thoáng, dễ quan sát và không ứ đọng nước, một số thanh thường có tiết diện không kín tại một vài vị trí bằng cách khoét các lỗ hình ô van (hình 7.13b, c, f, g, h) hoặc các bản giằng giữa hai thành đối diện làm gián đoạn (hình 7.13d, i, k).

Trong các cầu dàn hiện nay thường người ta hay sử dụng tất cả các thanh của dàn hàn cứng có tiết diện chữ H và liên kết nút tại công trường bằng đinh tán hoặc bulông cường độ cao.

7.2.3. Những sơ đồ chính của dàn chủ

a. Yêu cầu chọn sơ đồ dàn chủ

Để chọn sơ đồ dàn chủ cần dựa vào các yêu cầu sau: Đơn giản, dễ định hình, lắp ráp và vận chuyển. Sử dụng vật liệu hợp lý, dẫn đến tiết kiệm thép. Bảo đảm ổn định, nhất là cầu khổ hẹp. Bảo đảm yêu cầu mỹ quan, nhất là cầu trong thành phố.

b. Các sơ đồ chính

Cầu dàn có thể có biên trên và biên dưới song song hoặc một biên là hình đa giác. Dàn có biên song song là loại đơn giản hơn cả vì các thanh biên có cùng chiều dài, thanh đứng và thanh xiên cũng vậy, do đó dễ định hình và dễ thi công. Chính nhờ vậy mà loại dàn có biên song song được dùng phổ biến.

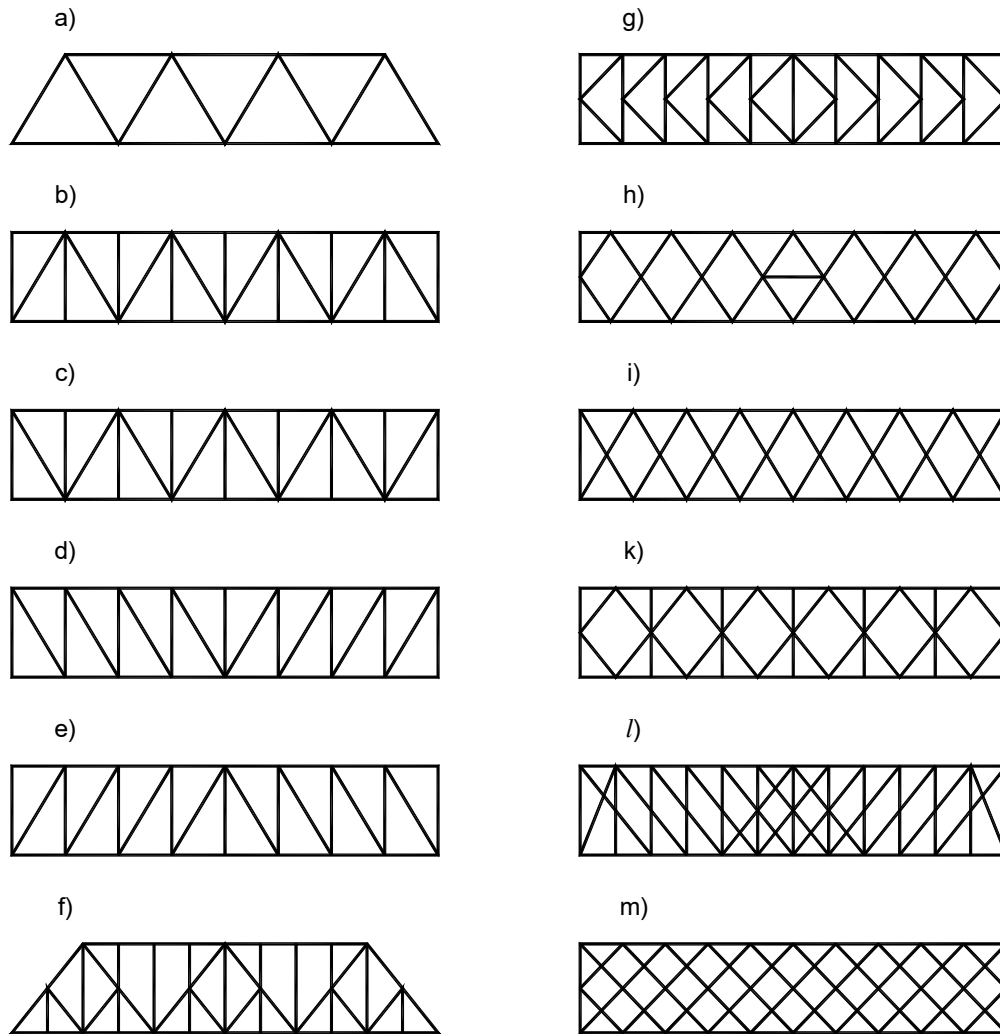
Trong các dàn có biên song song, các thanh bụng có thể có bố trí khác nhau (hình 7.14). Tùy theo sự sắp xếp các thanh bụng mà ta có các dạng sau:

- Sơ đồ dàn tam giác (hình 7.14a) là sơ đồ kinh tế và hợp lý nhất. Trong nhiều trường hợp người ta bố trí các thanh đứng để giảm bớt chiều dài khoang và chiều dài tự do của thanh biên chịu nén (hình 7.14b, c). Khi đó các thanh đứng là thanh bố trí cấu tạo để giảm chiều dài tự do cho thanh biên chịu nén, còn thanh treo để chịu lực cục bộ và giảm chiều dài tự do cho thanh biên chịu kéo.

- Sơ đồ dàn thanh xiên (hình 7.14d, e) trong đó các thanh xiên chịu kéo là chủ yếu (hình 7.14d) hoặc các thanh xiên chịu nén là chủ yếu (hình 7.14e). Khác với dàn tam giác ở đây thanh đứng là thanh chịu lực chủ yếu, không phải là thanh cấu tạo hoặc chịu lực cục bộ.

- Khi chiều dài nhịp dàn tam giác lớn, các thanh chịu nén dễ mất ổn định, các thanh chịu kéo dễ bị rung khi có hoạt tải qua cầu. Để giảm bớt chiều dài của khoang dàn và của dầm dọc mặt cầu khi vẫn giữ được góc nghiêng của thanh xiên không đổi người ta cấu tạo các dàn phân nhỏ (hình 7.14f).

- Sơ đồ dàn chữ K (hình 7.14g) có chiều dài khoang không lớn, các thanh đứng đều chịu lực, để giảm chiều dài tự do cho thanh đứng, người ta bố trí các thanh xiên kiểu chữ K. Tuy vậy dàn này có cấu tạo phức tạp, nhiều nút, nhiều thanh, không thanh mảnh, nên ít dùng.



Hình 7.14 Các sơ đồ kết cấu nhịp dàn thép có biên song song

- Sơ đồ dàn quả trám (hình 7.14h) dàn chỉ có thanh xiên. Thanh ngang phụ ở giữa đưa vào để đảm bảo điều kiện dàn bất biến hình. Nếu chỉ có tải trọng thẳng đứng tập trung tác dụng vào các nút ở giữa chiều cao dàn thì dàn bất biến hình ngay cả khi không có thanh ngang phụ.

- Sơ đồ dàn (hình 7.14i) khác kiểu dàn quả trám ở cấu tạo đầu dàn. Đây là hệ siêu tĩnh và gọi là dàn thanh xiên kép.

Dàn quả trám và dàn thanh xiên kép có ưu điểm là giảm được chiều dài tự do của thanh xiên, nhưng nhược điểm là cấu tạo phức tạp vì số thanh và nút tương đối nhiều. Tuy vậy dàn quả trám có hình dạng thoả mãn một phần yêu cầu mỹ quan, nên vẫn được dùng trong cầu thành phố.

- Khi chiều dài khoang dàn quả trám lớn, để giảm chiều dài tự do cho thanh biên, người ta đặt thêm các thanh đứng vào. Khi đó dàn có dạng như sơ đồ dàn (hình 7.14k) và được gọi là dàn chữ mề (theo tiếng gọi của Trung Quốc).

- Sơ đồ dàn nhiều thanh xiên (hình 7.14l, m) đây là kiểu dàn siêu tĩnh bậc cao, có độ cứng lớn, nhưng có cấu tạo rất phức tạp và hình dáng không đẹp nên thường ít được sử dụng.

7.2.4. Kích thước cơ bản của dàn chủ

a. Chiều cao dàn (h)

Chiều cao dàn là khoảng cách giữa đường tim của thanh biên trên và biên dưới. Chiều cao dàn phụ thuộc vào khẩu độ tính toán và lựa chọn theo các yêu cầu sau:

- Tiết kiệm thép nhất, nghĩa là trọng lượng dàn nhỏ nhất.
- Bảo đảm tĩnh không thông thuyền và chiều cao khổ giới hạn thông xe (đối với cầu đi dưới), chiều cao kiến trúc (đối với cầu đi trên).
- Bảo đảm độ cứng theo phương thẳng đứng (khả năng chịu lực) và ổn định theo phương ngang.
- Bảo đảm mỹ quan, phù hợp với các công trình khác ở gần và cảnh quan xung quanh.

Nếu tăng chiều cao (h) thì nội lực trong các thanh biên giảm, do đó trọng lượng của chúng cũng giảm, nhưng mặt khác chiều dài và trọng lượng các thanh bụng tăng lên. Như vậy về mặt trọng lượng dàn mà nói thì chiều cao dàn không quá lớn, cũng không quá nhỏ mà phải xác định theo từng trường hợp cụ thể.

Đối với cầu có đường xe chạy dưới để tăng độ cứng của kết cấu nhịp và ổn định của thanh biên trên cần phải bố trí hệ liên kết dọc trên, do đó chiều cao dàn chủ phải đủ lớn để bảo đảm khổ giới hạn thông xe. Thường chiều cao tối thiểu của dàn chủ là 5 - 6m. Đối với cầu có đường xe chạy trên chiều cao dàn chủ có quan hệ đến chiều cao kiến trúc của kết cấu nhịp, bảo đảm giảm khối lượng đất đắp của nền đường dẫn vào cầu.

Theo kinh nghiệm thiết kế, có chú ý đến yêu cầu đảm bảo độ cứng của kết cấu nhịp có thể lấy chiều cao dàn như sau:

$$h = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{10} \right) l \text{ với } l \text{ là khẩu độ nhịp.}$$

b. Chiều dài khoang (d)

Chiều dài khoang là khoảng cách giữa hai tiết điểm liên tiếp trên đường biên xe chạy. Chiều dài khoang ảnh hưởng đến phân mặt cầu và kiểu dàn. Chiều dài khoang càng ngắn, dầm dọc và dầm ngang càng nhỏ, nhưng số lượng dầm ngang tăng lên, vì thế khi xác định chiều dài khoang phải xác định theo điều kiện trọng lượng dầm mặt cầu là nhỏ nhất. Khi chiều dài khoang nhỏ, góc nghiêng của thanh xiên với đường thẳng đứng nhỏ, do đó mỗi thanh sẽ ngắn hơn và trọng lượng nhỏ đi, nhưng số thanh lại tăng lên, do đó khi xét phải cân nhắc kỹ. Theo kết quả tính toán góc nghiêng có lợi nhất cho thanh xiên vào khoảng 40^0 so với đường thẳng đứng (tương ứng với nó tỷ lệ h/d vào khoảng 1,2), vì vậy không nên chọn góc này dưới 30^0 và không lớn hơn 50^0 (một số cầu dàn định hình đã sử dụng ở nước ta thường chọn tỷ số h/d = 4/3).

c. Khoảng cách giữa tim các dàn chủ (B)

Khoảng cách giữa tim hai dàn chủ của cầu đi dưới do khổ cầu quyết định. Phần lè người đi hoặc xe thô sơ thường được đưa ra bên ngoài hai dàn. Đối với cầu đi trên khoảng cách tim hai dàn ngoài cùng xác định như đối với cầu dầm.

Khoảng cách B còn phải bảo đảm ổn định ngang của kết cấu nhịp dưới tác dụng của tải trọng ngang.

Theo yêu cầu này, khoảng cách tim hai dàn ngoài cùng được xác định theo công thức kinh nghiệm sau:

$$B \geq \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{20} \right) l \text{ Đối với cầu đường xe chạy dưới.}$$

$$B \geq \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{25} \right) l \text{ Đối với cầu đường xe chạy trên.}$$

Khi chọn sơ đồ và các kích thước cơ bản của dàn. Ngoài các yêu cầu đã nêu ở trên ta cần chú ý là số thanh càng ít càng tốt vì nó kéo theo số lượng nút ít, tốn ít đỉnh, thi công nhanh. Cũng cần chú ý đến điều kiện tiêu chuẩn hoá các thanh, các chi tiết để dễ công xưởng hoá, dễ thi công, lắp ráp.

7.2.5. Hệ liên kết giữa các dàn chủ

Hệ liên kết nhằm nối các dàn chủ của kết cấu nhịp thành một hệ không gian bất biến hình. Đồng thời hệ liên kết tiếp nhận những tải trọng ngang (lực gió, lực lắc ngang của hoạt tải) và phân phối cho các dàn chủ điều hoà hơn.

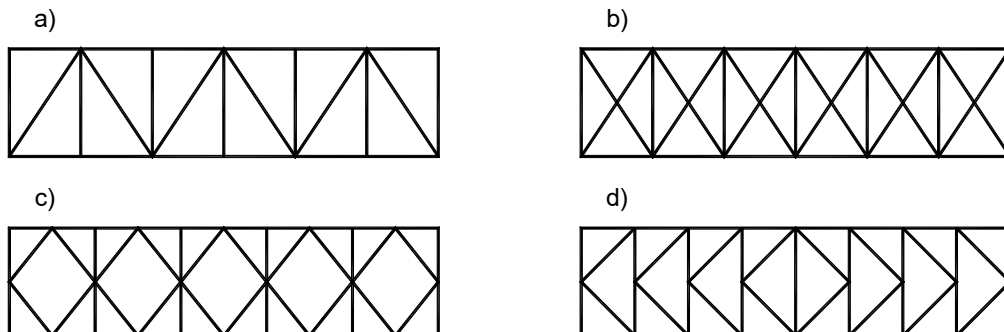
a. Hệ liên kết dọc

Hệ liên kết dọc bố trí dọc theo biên trên và biên dưới của dàn chủ. Hệ liên kết dọc bố trí ở biên trên gọi là hệ liên kết dọc trên, còn hệ liên kết dọc ở biên dưới gọi là hệ liên kết dọc dưới. Cũng có thể không bố trí cả hai hệ liên kết, nhưng khi đó mỗi khoang cần bố trí hệ liên kết ngang chắc chắn để đỡ các nút của biên dàn không có liên kết dọc. Trong cấu tạo thanh biên của dàn chủ đồng thời cũng là thanh biên của hệ liên kết dọc.

Trong cầu dàn có đường xe chạy trên thường bố trí cả hai hệ liên kết dọc, như vậy liên kết ngang chỉ cần cấu tạo ở hai đầu cũng đủ để bất biến hình.

Đối với cầu có bản bê tông cốt thép mặt cầu đặt trực tiếp và liên kết chắc với dàn chủ thì có thể bỏ bớt một dàn liên kết dọc ở biên có bản mặt cầu.

Hệ liên kết dọc có thể có các dạng trên hình 7.15. Trong đó kiểu chữ X (hình 7.15b) được sử dụng rộng rãi nhất. Kiểu tam giác (hình 7.15a) và kiểu quả trám (hình 7.15c) có tác dụng làm giảm chiều dài tự do của thanh biên, nhưng lại gây ra hiện tượng làm thanh biên bị uốn trong mặt phẳng ngang, hai loại này chỉ sử dụng cho kết cấu nhịp nhỏ. Khi khoảng cách giữa các dàn chủ lớn hơn chiều dài khoang khá nhiều thì sử dụng kiểu chữ K (hình 7.15d). Do kiểu chữ K cũng gây cho thanh biên chịu uốn ngang, nên người ta thường dùng kiểu chữ X có thanh chống ngang (thanh chống ngang bố trí tại giao điểm của hai thanh chéo) mặc dù có cấu tạo phức tạp.

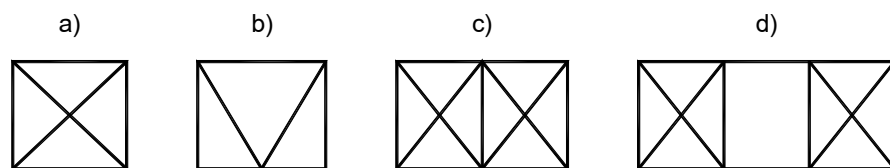


Hình 7.15 Các kiểu liên kết dọc trên giữa các dàn chủ

b. Hệ liên kết ngang

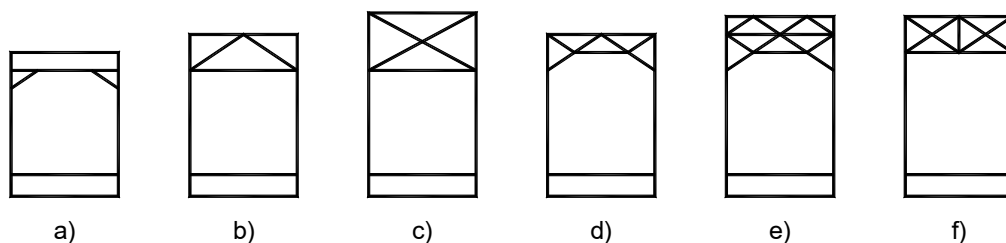
Hệ liên kết ngang được bố trí trong mặt phẳng thanh đứng hoặc thanh xiên của dàn chủ. Hệ liên kết ngang ở đầu cầu được bố trí trong mặt phẳng của thanh đứng hoặc thanh xiên đầu cầu hoặc trong mặt phẳng của thanh đứng ngay sau thanh xiên đầu cầu gọi là công cầu. Công cầu thực chất cũng là hệ liên kết ngang nhưng được cấu tạo chắc chắn hơn.

Đối với cầu có đường xe chạy trên hệ liên kết ngang có dạng cấu tạo như trên hình 7.16. Khi chỉ có hai dàn chủ và nếu khoảng cách hai dàn nhỏ, chiều cao dàn không lớn thì dùng kiểu (hình 7.16a), nếu khoảng cách hai dàn chủ lớn thì dùng kiểu (hình 7.16b). Khi có ba dàn chủ thì hệ liên kết ngang dùng kiểu (hình 7.16c), khi số dàn chủ từ bốn trở lên thì hệ liên kết ngang ghép cụm hai hoặc ba dàn chủ lại rồi thực hiện liên kết các cụm với nhau bằng các giằng ngang (hình 7.16d).



Hình 7.16 Các kiểu liên kết ngang trong cầu có đường xe chạy trên

Đối với cầu có đường xe chạy dưới hệ liên kết ngang có dạng cấu tạo như trên hình 7.17. Khi chiều cao dàn không lớn thì dùng kiểu (hình 7.17a, b), khi chiều cao dàn chủ lớn, tùy theo mức độ tính toán ổn định và kiểu kiến trúc có thể dùng hệ liên kết ngang các dạng trên hình 7.17c, d, e và f.



Hình 7.17 Các kiểu liên kết ngang và công cầu trong cầu có đường xe chạy dưới

7.2.6. Cấu tạo tiết điểm

Tiết điểm là chỗ giao nhau của các thanh trong dàn và nối các thanh riêng rẽ lại với nhau. Tiết điểm còn gọi là nút hay mắt dàn. Trong tính toán ta thường giả thiết nút dàn là khớp, tuy nhiên trong thực tế (trừ cầu quân dụng) còn các nút dàn đều được cấu tạo kiểu cứng liên kết bằng đinh tán hoặc bulông cường độ cao. Dù dùng loại liên kết gì, nút dàn cũng phải bảo đảm các nguyên tắc sau:

- Đường trục của các thanh thuộc nút phải đồng quy tại một điểm để tránh mômen phụ do lệch tâm. Riêng với các thanh của hệ liên kết dọc cho phép không đồng quy ở trục thanh biên dàn chủ nhưng cũng không lệch ra ngoài phạm vi thanh biên.

- Cường độ của liên kết tại nút phải lớn hơn cường độ của bất kỳ thanh nào của liên kết đó.

- Trọng tâm của đám đinh tán hay bulông cường độ cao ở đầu thanh chỗ liên kết với bản tiết điểm trùng với trục thanh.

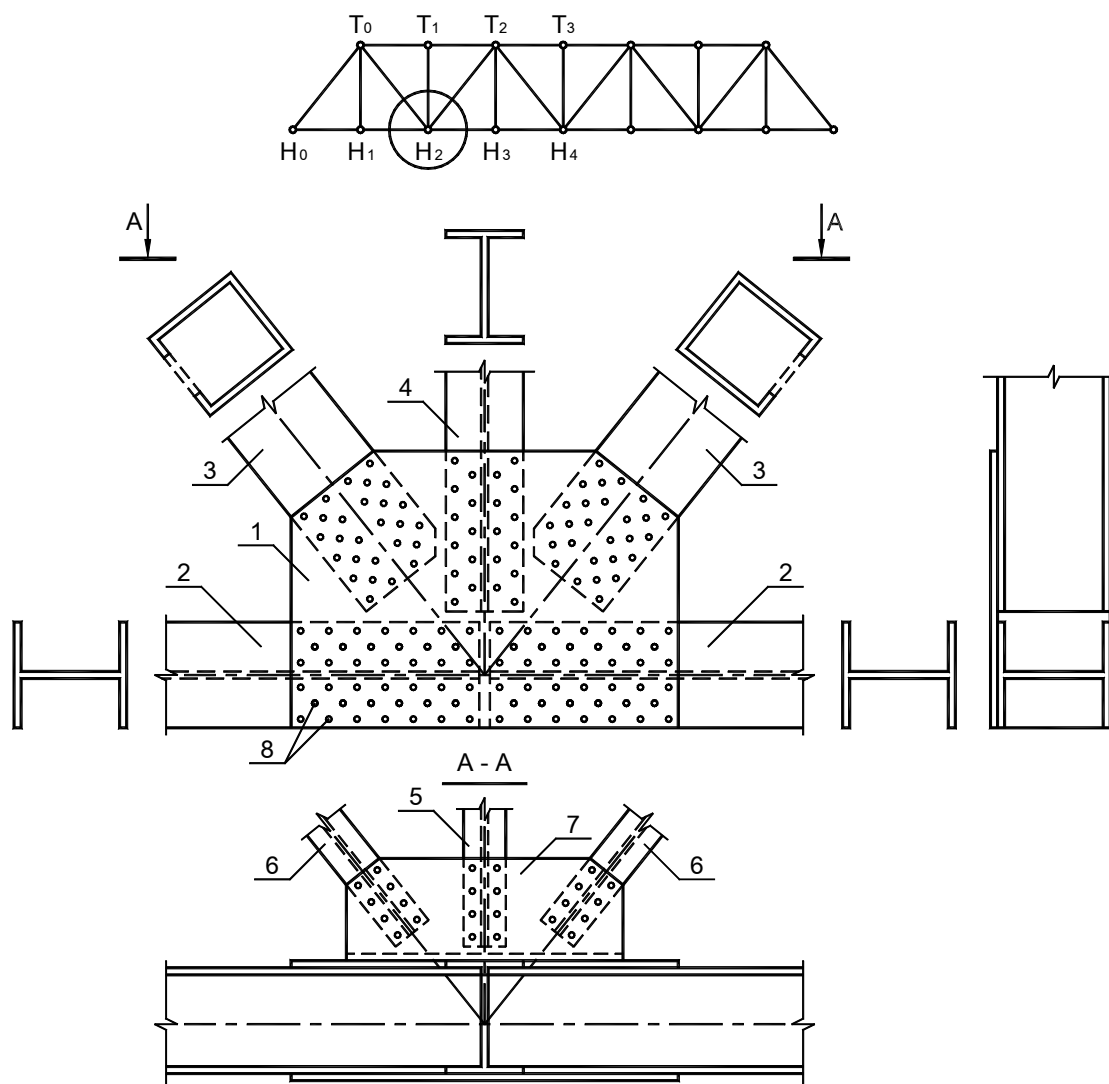
- Bản nút hay bản tiết điểm phải có kích thước hợp lý, hình dạng đơn giản, dễ chế tạo, dễ công nghiệp hoá, dễ duy tu, bảo dưỡng.

Tuỳ theo cấu tạo mà liên kết nút dàn có thể là một trong ba kiểu sau: nút có các thanh gắn trực tiếp vào nhau, nút có bản nút riêng rẽ và nút có bản nút chấp.

Nút có các thanh gắn trực tiếp vào nhau. Đây là loại nút có cấu tạo đơn giản nhất, nhưng chỉ dùng cho loại dàn khẩu độ nhỏ, chịu tải trọng nhẹ, nội lực trong thanh không lớn và thành đứng của thanh biên trong đối rộng. Khi đó thanh đứng và thanh xiên được liên kết ngay vào thành của thanh biên. Loại nút này cũng được áp dụng cho những nút giao của các thanh trong hệ liên kết dọc và hệ liên kết ngang.

Nút có bản nút chấp, bản nút tham gia chịu lực của thanh biên, nó là một phần diện tích của thanh biên tại vị trí nút, ở đó nó thay thế cho bản đứng của thanh biên.

Nút có bản nút riêng, bản nút là một bản thép riêng đặt áp vào thành đứng của thanh biên, trên bản nút đó người ta liên kết các thanh xiên và thanh đứng. Nút có cấu tạo theo kiểu này làm việc tốt vì nó tăng cường cho thanh biên, có lợi cho việc phân bố đều ứng suất mà khi thi công lắp ráp khá đơn giản, vì vậy loại nút này được dùng phổ biến.



Hình 7.18 Cấu tạo tiết điểm dàn thép liên kết bu lông cường độ cao

- 1 - Bản tiết điểm dàn chính; 2 - Thanh biên dưới; 3 - Thanh xiên
- 4 - Thanh đứng; 5 - Dầm ngang; 6 - Thanh giằng dưới
- 7 - Bản tiết điểm của hệ liên kết dọc dưới; 8 - Bu lông

Hình 7.18 giới thiệu dạng cấu tạo một nút có bản nút riêng. Các thanh biên dưới có tiết diện chữ H, còn thanh đứng có tiết diện chữ I, thanh xiên có tiết diện hình hộp, mặt dưới thanh có các lỗ khoét hình ô van để thông thoáng và thoát nước.

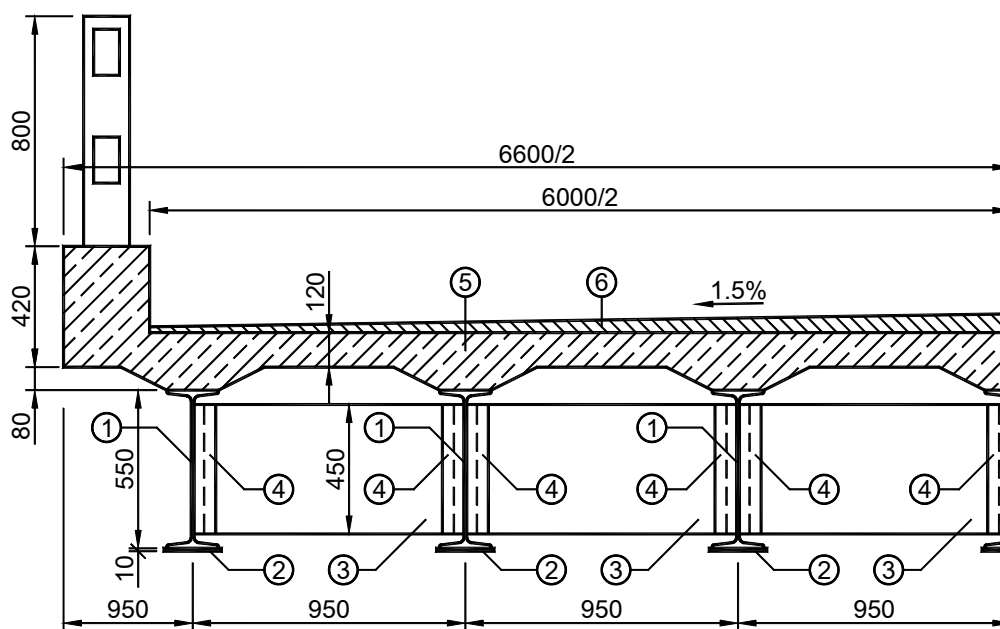
CÂU HỎI ÔN TẬP

52. Cho biết một vài hình dạng cấu tạo tiết diện ngang dầm chủ của cầu dầm đặc. Loại tiết diện nào thông thường được dùng nhất. Tại sao?
53. Những yêu cầu cơ bản và cách xác định các kích thước cơ bản của tiết diện dầm chủ của cầu dầm đặc thép.
54. Trình bày cách tăng cường bản cánh cho tiết diện dầm chủ của cầu dầm đặc thép và các yêu cầu về cấu tạo.
55. Trình bày cách tăng cường bản bụng cho tiết diện dầm chủ của cầu dầm đặc thép và các yêu cầu về cấu tạo.
56. Tại sao phải có mối nối dầm chủ, có mấy loại mối nối, yêu cầu chung của mối nối là gì? Giải thích trên hình vẽ về tác dụng của từng phân tử trong mối nối dầm chủ cầu dầm đặc thép.
57. Trình bày tác dụng của hệ liên kết, vị trí bố trí và các yêu cầu về cấu tạo hệ liên kết dọc, hệ liên kết ngang trong kết cấu nhịp cầu dầm đặc.
58. Yêu cầu chung về cấu tạo thanh dàn thép, các dạng tiết diện ngang thường gặp. Ưu nhược điểm của hai loại tiết diện thanh dàn kiểu chữ H và hình hộp.
59. Trình bày phạm vi áp dụng của các sơ đồ cấu tạo dàn chủ của cầu dàn thép giản đơn.
60. Trình bày các yêu cầu về cấu tạo và cách xác định các kích thước cơ bản của dàn chủ cầu dàn thép giản đơn.
61. Trình bày tác dụng của hệ liên kết dọc, vị trí bố trí, các yêu cầu và các dạng cấu tạo hệ liên kết dọc trong kết cấu nhịp cầu dàn thép.
62. Trình bày tác dụng của hệ liên kết ngang, vị trí bố trí, các yêu cầu và các dạng cấu tạo hệ liên kết ngang và công cầu trong kết cấu nhịp cầu dàn thép.
63. Trình bày các nguyên tắc về cấu tạo tiết điểm dàn thép. Các kiểu cấu tạo tiết điểm và phạm vi áp dụng, trong đó loại tiết điểm nào thường được dùng nhiều nhất. Tại sao?

Chương 8 MỘT SỐ LOẠI CẦU THÉP KHÁC

8.1. Cầu dầm liên hợp thép - bê tông cốt thép (Composite Construction Bridges)

Cầu dầm liên hợp thép - bê tông cốt thép gồm dầm thép và bản mặt cầu bê tông cốt thép được liên kết chắc lại với nhau bằng các neo thành một kết cấu thống nhất và cùng tham gia chịu lực. Đây là loại kết cấu hợp lý, ngày càng được sử dụng phổ biến cho những cầu dầm có chiều dài nhịp dưới 27m. Hình 8.1 là 1/2 mặt cắt ngang kết cấu nhịp cầu dầm liên hợp thép - bê tông cốt thép với chiều dài nhịp 15m, dầm chính là thép hình I550, bản mặt cầu bê tông cốt thép mác 250 dày 12cm tại giữa bản và tại chỗ kê trên dầm chính dày 20cm.



Hình 8.1 1/2 mặt cắt ngang kết cấu nhịp cầu dầm liên hợp Thép - BTCT (nhịp 15m)
(Kích thước ghi trên hình vẽ là mm)

- 1 - Dầm thép I550 dài 15000mm; 2 - Thép bản táp cánh dưới 200 × 10 dài 6900mm
3 - Sườn tăng cường L75 × 75 × 8 dài 450mm; 4 - Giằng ngang thép [450 dài 870mm
5 - Bản bê tông cốt thép mác 250
6 - Lớp mặt cầu bê tông mác 250, lưới thép Φ6, ô lưới 10 × 10cm

8.1.1. So sánh cầu dầm liên hợp với cầu dầm thép

Cầu dầm liên hợp tận dụng khả năng làm việc của vật liệu, bê tông chịu nén tốt đưa vào làm việc cùng với dầm thép để chịu ứng suất nén, thép chịu kéo tốt nên dầm thép chủ yếu để chịu kéo.

Đưa bản bê tông cốt thép vào vùng chịu nén tức là cùng chịu uốn với dầm thép sẽ tiết kiệm được một khối lượng thép đáng kể vì giảm được mặt cắt của cánh trên đồng thời tăng một cách đáng kể độ cứng của kết cấu.

Trong cầu dầm giản đơn hình bao nội lực mômen uốn chỉ có một dấu dương nên toàn bộ bản mặt cầu bê tông cốt thép trên suốt chiều dài nhịp đều nằm trong khu vực chịu nén và hoàn toàn có thể tham gia làm việc cùng với dầm thép.

Ngoài ưu điểm tiết kiệm thép và tăng độ cứng ngang, cầu dầm liên hợp còn có ưu điểm là dễ điều chỉnh nội lực bằng cách sử dụng dự ứng lực cả thép và bê tông cốt thép.

Tuy nhiên cầu dầm liên hợp cũng có những nhược điểm như do dùng bản bê tông cốt thép làm tĩnh tải tăng lên, kết cấu neo giữa dầm thép và bản bê tông cốt thép làm tốn các chi tiết phụ và thi công phức tạp hơn.

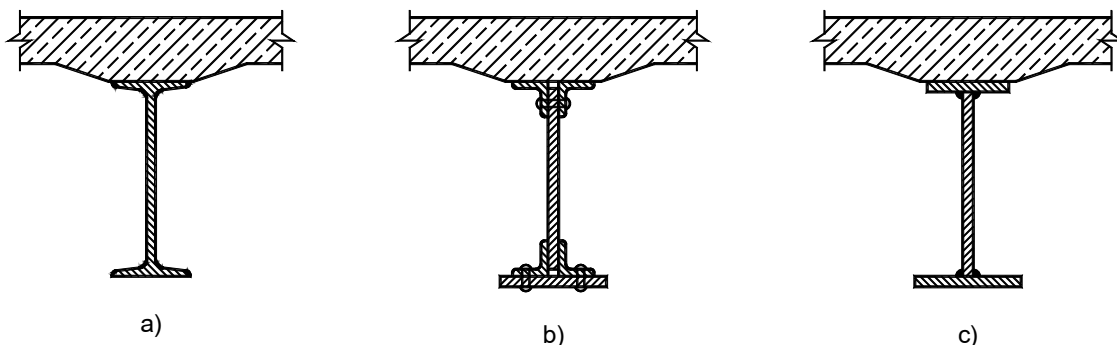
8.1.2. Đặc điểm chịu lực

Trong điều kiện thi công thông thường, dầm liên hợp làm việc theo nguyên lý sau:

- Giai đoạn 1: Dầm thép đã lắp xong, tiến hành lắp ghép hoặc đổ tại chỗ bản mặt cầu, khi đó chỉ có dầm thép chịu trọng lượng bản thân dầm, trọng lượng hệ liên kết, trọng lượng bản mặt cầu (nếu bản mặt cầu đổ tại chỗ thì cả trọng lượng ván khuôn), trọng lượng thiết bị thi công đặt trên dầm. Những tải trọng này gọi là tĩnh tải phân một và giai đoạn làm việc này gọi là giai đoạn một.

- Giai đoạn 2: Sau khi bê tông đã đông cứng và liên kết chắc với dầm thép hoặc sau khi đã có sự liên kết chắc chắn giữa bản lắp ghép với dầm thép, tất cả phần tĩnh tải còn lại như các lớp phủ mặt cầu, lan can... do dầm liên hợp chịu. Các tĩnh tải này được gọi là tĩnh tải phân hai và giai đoạn làm việc này gọi là giai đoạn hai. Lẽ dĩ nhiên kết cấu nhịp trong giai đoạn sử dụng, có hoạt tải tác dụng thì hoàn toàn do dầm liên hợp chịu.

8.1.3. Đặc điểm cấu tạo mặt cắt ngang của dầm liên hợp



Hình 8.2 Các mặt cắt ngang dầm liên hợp thép - bê tông cốt thép

- a) - Dầm thép là thép cán hình I; b) - Dầm thép là dầm ghép liên kết bằng đinh tán
c) - Dầm thép là dầm ghép liên kết bằng hàn

Trong cầu dầm đặc, cánh trên và cánh dưới của dầm cấu tạo đối xứng. Trong cầu dầm liên hợp do bản mặt cầu bê tông cốt thép chịu nén thay cho cánh trên dầm thép, vì vậy phải cấu tạo cánh trên nhỏ hơn rất nhiều so với cánh dưới mới hợp lý. Chỉ khi nhịp ngắn dầm thép dùng thép I định hình thì tiết diện dầm thép mới đối xứng (hình 8.2a), trường hợp này rõ ràng có sự lãng phí thép ở cánh trên (trừ trường hợp cánh dưới có bố trí bản thép tăng cường).

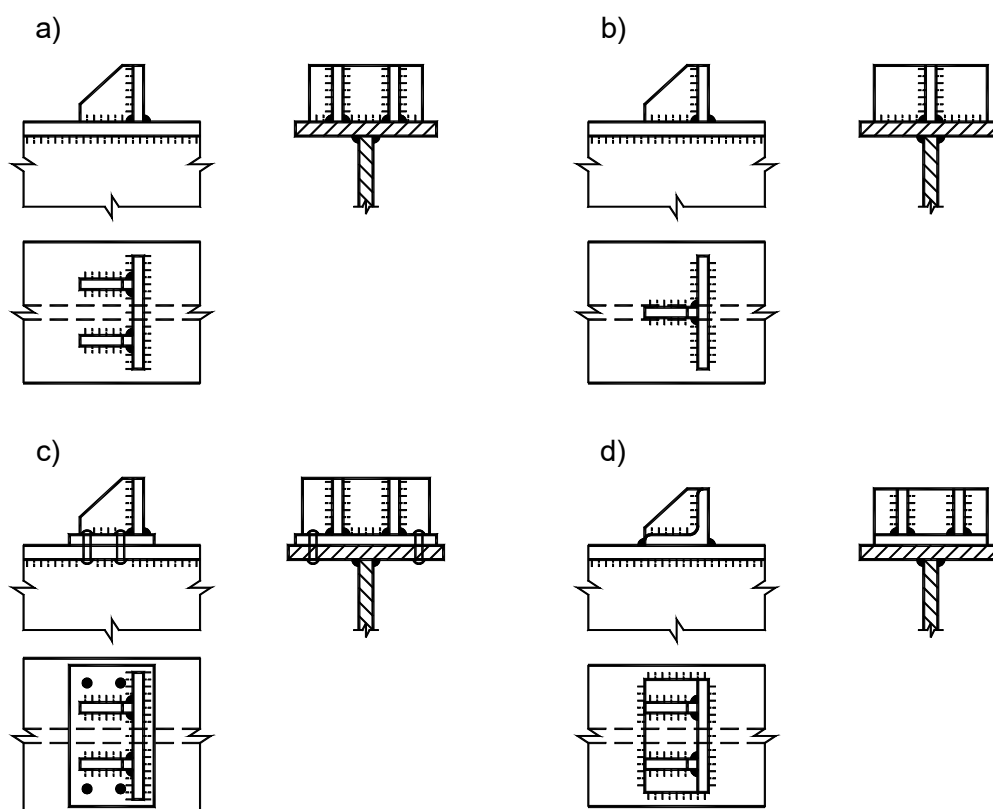
Đối với dầm liên kết đinh tán, cánh trên thường dùng hai thép góc, một cánh thép góc để liên kết với dầm thép, cánh kia của thép góc để đặt bản bê tông, còn cánh dưới của dầm được cấu tạo như đối với cầu dầm đặc (hình 8.2b). Đối với dầm liên kết hàn, cánh trên thường chỉ dùng một bản thép mỏng, còn cánh dưới có thể một bản thép dày hoặc hai, ba bản thép (hình 8.2c).

8.1.4. Cấu tạo neo (Shear connectors)

Neo là bộ phận liên kết dầm thép với bản mặt cầu bê tông cốt thép. Neo phải có cấu tạo sao cho giữa dầm thép và bản bê tông cốt thép được liên kết chặt chẽ để bảo đảm truyền lực trượt giữa bản bê tông cốt thép với cánh trên của dầm.

Neo được liên kết với cánh trên dầm thép bằng hàn, đinh tán hay bulông cường độ cao. Neo có thể được hàn trực tiếp vào cánh dầm, cũng có thể hàn vào một bản thép rồi liên kết bản thép với cánh dầm.

Vì chức năng của neo là liên kết bản bê tông cốt thép với dầm thép và truyền lực trượt, cho nên mật độ neo được bố trí trên chiều dài dầm phụ thuộc vào trị số lực cắt, do vậy ở gần đầu dầm neo được bố trí dày hơn ở khoảng giữa dầm.

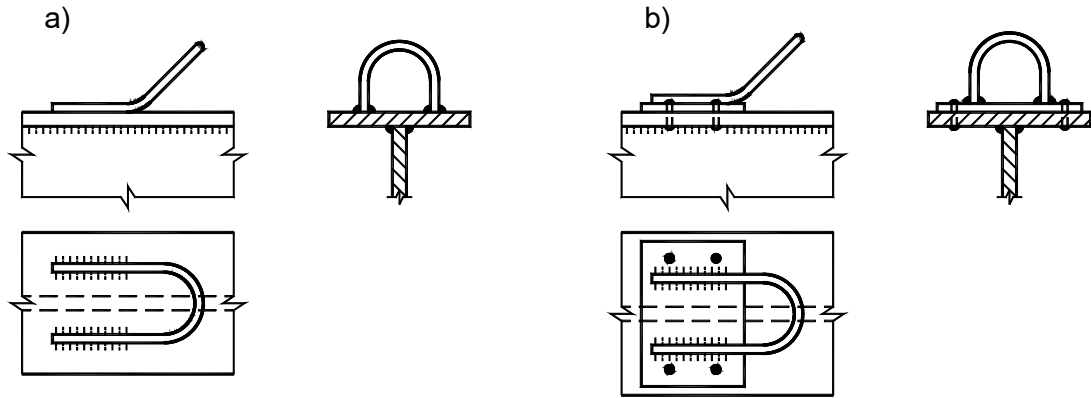


Hình 8.3 Neo cứng dùng cho cầu dầm liên hợp thép - bê tông cốt thép

Có hai loại neo là neo cứng và neo mềm.

Neo cứng (hình 8.3).

Neo cứng được dùng phổ biến nhất gồm một bản thép đặt thẳng góc với trục dầm, có một hoặc hai sườn tăng cường bằng thép bản tùy theo bề rộng neo nhỏ hoặc lớn (hình 8.3a, b). Ở loại neo cứng người ta có thể dùng thép góc có thêm sườn tăng cường đứng (hình 8.3c, d).



Hình 8.4 Neo mềm dùng cho cầu dầm liên hợp thép - bê tông cốt thép

Neo mềm (hình 8.4).

Neo mềm thường được cấu tạo từ các cốt thép tròn uốn cong hàn dính trực tiếp vào cánh dầm (hình 8.4a) hoặc được hàn vào các bản thép, các bản thép này lại hàn hoặc liên kết bằng đinh tán hay bắt bulông vào cánh dầm (hình 8.4b). Nếu neo truyền lực trượt một chiều thì các cốt thép uốn cong về một phía, nếu truyền lực trượt hai chiều thì cốt thép phải uốn cong về hai phía.

8.1.5. Các yêu cầu chung về cấu tạo

Chiều cao kinh tế của dầm thép liên hợp bê tông cốt thép nhỏ hơn dầm thép thường khoảng 15 đến 25%. Tuy nhiên ngay như chiều cao dầm có khác nhiều so với chiều cao kinh tế thì khối lượng thép tổng quát cũng ít bị ảnh hưởng. Cho nên người ta thường định chiều cao trên cơ sở những phân tích chung về cấu tạo, khả năng sử dụng các tấm thép có kích thước tiêu chuẩn và bề rộng giới hạn.

Thường chiều cao dầm lấy trong những giới hạn sau: Dầm giản đơn từ 1/15 đến 1/25 chiều dài nhịp; dầm liên tục chiều cao không thay đổi, chiều cao dầm lấy từ 1/25 đến 1/35 chiều dài nhịp; dầm liên tục chiều cao thay đổi: tại giữa nhịp chiều cao dầm từ 1/40 đến 1/60 chiều dài nhịp, còn tại gối chiều cao dầm từ 1/20 đến 1/25 chiều dài nhịp.

Bề dày sườn dầm chọn như đối với cầu dầm đặc (mục 7.1.3.b - Chương 7).

Bề rộng và bề dày bản cánh trên và kích thước của thép góc liên kết đối với dầm tán đinh cũng được chọn theo những yêu cầu như khi cấu tạo dầm thép thường và một số yêu cầu phụ nữa.

Nếu bản cánh trên dầm liên hợp chịu nén thì tỷ số bề dày bản cánh trên đối với cánh chia ra không được nhỏ hơn 1/12 trong kết cấu làm từ thép hợp kim thấp, và không được nhỏ hơn 1/15 trong kết cấu làm từ thép cacbon. Ngoài ra bề dày bản cánh (một bản hoặc tập bản thép) của cánh trên không được nhỏ hơn 1/10 cánh trong phạm vi tiếp xúc với bản bê tông.

Để đảm bảo sự dính kết giữa cánh trên dầm thép với bản bê tông cốt thép được chắc chắn, bề rộng của chúng không được nhỏ hơn 200mm. Còn khi biên trên dầm có bố trí mối nối dọc của bản mặt cầu lắp ghép thì bề rộng đó không được nhỏ hơn $b_n + 160\text{mm}$ (trong đó b_n là bề rộng của neo cứng).

Ngoài ra độ mảnh của biên dầm chịu nén không được vượt quá 100, để bảo đảm độ cứng và ổn định.

8.1.6. Điều chỉnh nội lực

Như đã giới thiệu ở phần trên trong dầm liên hợp, tĩnh tải phần một do dầm thép chịu, còn tĩnh tải phân hai và hoạt tải thì do dầm liên hợp chịu. Để giảm kích thước dầm thép,

người ta tiến hành điều chỉnh nội lực nhằm làm cho tĩnh tải phần một cũng do dầm liên hợp chịu và giảm giá trị của mômen lớn nhất. Những biện pháp điều chỉnh nội lực này được tiến hành trong giai đoạn thi công. Về nội dung phương pháp điều chỉnh nội lực sẽ được giới thiệu trong giáo trình “Xây dựng cầu”.

8.2. Cầu treo (Cable-stayed bridges)

8.2.1. Giới thiệu chung về cầu treo

Cầu treo là loại cầu trong đó bộ phận chịu lực chủ yếu là dây cáp hoặc dây xích chịu kéo và được chế tạo bằng thép cường độ cao.

Dây cáp được làm bằng thép có cường độ giới hạn chảy từ 12000 đến 18000kg/cm². Cấu tạo dây cáp bằng các sợi thép bện xoắn lại, đối với cầu treo có khẩu độ lớn dùng dây cáp có nhiều sợi bện song song.

Nhờ vật liệu thép có cường độ cao và bộ phận chủ yếu có cấu tạo hợp lý bao giờ cũng chịu kéo thuần túy, nên cầu treo có trọng lượng bản thân nhỏ nhất và có khả năng vượt khẩu độ rất lớn (điển hình là cầu treo bắc qua eo biển Akashi trong vịnh Osaka, nối thành phố Kobe với đảo Awaji thuộc tỉnh Hyogo của Nhật Bản hoàn thành tháng 4/1997, cầu gồm ba nhịp, hai nhịp biên khẩu độ 960m, nhịp giữa khẩu độ 1991m).

Nhờ trọng lượng bản thân tương đối nhẹ và dễ áp dụng phương pháp lắp treo, cầu treo có ưu điểm nổi bật trong điều kiện xây dựng cầu vượt sông lớn, chảy xiết và vượt qua thung lũng sâu...

Nhược điểm của cầu treo là độ cứng nhỏ so với các loại cầu khác và dễ nhạy cảm với dao động dưới tác dụng của tải trọng điều hoà.

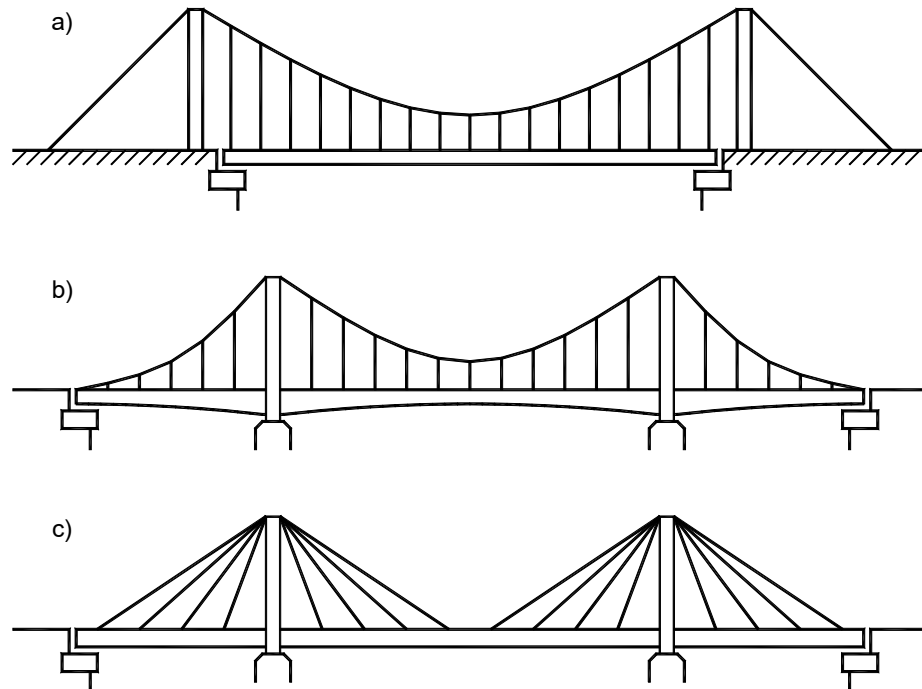
Tùy theo hệ thống chịu lực chủ yếu của kết cấu nhịp, cầu treo có thể chia ra những loại chính sau:

- Cầu treo có dây xích hay dây cáp võng.
- Cầu treo có dầm cứng được giữ bằng các dây cáp thẳng.
- Cầu treo có dầm dây cáp thẳng.

Thực tế cho thấy hai loại cầu treo có dây xích hay dây cáp võng và loại có dầm cứng được giữ bằng các dây cáp thẳng được dùng nhiều hơn cả. Sau đây chúng tôi xin giới thiệu những vấn đề cơ bản về cấu tạo của hai loại cầu treo này.

8.2.2. Cầu treo có dây xích hay dây cáp võng

Loại cầu treo này (hình 8.5a, b) bộ phận chịu lực chủ yếu là dây cáp mềm hay dây xích chốt được liên kết vào đỉnh cột trụ cầu và giữ chặt bằng dây kéo được neo vào đất nhờ hồ thế đặc biệt (hình 8.5a) hoặc dây kéo được neo giữ vào đầu mút dầm cứng của kết cấu nhịp (hình 8.5b). Các dây treo đứng làm nhiệm vụ treo dầm của phần xe chạy.



Hình 8.5 Sơ đồ cấu tạo cầu treo
a và b) - Cầu treo dây cáp võng; c) - Cầu treo dây văng

Dây cáp hay dây xích có độ cứng trong mặt phẳng thẳng đứng rất nhỏ, do đó khi có hoạt tải chạy trên cầu thì dây cáp hay dây xích có biến dạng không nhỏ tùy theo trị số và vị trí của hoạt tải. Độ biến dạng đó càng lớn nếu so với tĩnh tải của cầu, hoạt tải lớn hơn nhiều.

Điều kiện bất lợi nhất là hoạt tải tác dụng trên nửa nhịp cầu (hình 8.5a). Lúc đó, ở nửa nhịp cầu có hoạt tải thì dây cáp hoặc dây xích bị treo nặng, võng thấp xuống, còn ở nửa nhịp cầu không có hoạt tải, dây cáp hay dây xích bị kéo căng lên, kết quả là đường đàn hồi độ võng của cầu có dạng chữ S.

Để tăng độ cứng của cầu treo có dây cáp hay dây xích võng, người ta dùng dầm cứng tựa lên mố trụ và được treo vào dây cáp hay dây xích bằng dây treo thẳng đứng (hình 8.5b). Khi chịu tải trọng, lực ngang truyền vào dầm cứng, còn phản lực thẳng đứng thì do mố trụ chịu. Loại cầu treo này thường cấu tạo gồm ba nhịp và dầm cứng có thể là dầm liên tục ba nhịp (cầu treo Akashi giới thiệu ở trên là loại cầu được thiết kế theo theo kiểu này). Do có dầm cứng nên độ võng do hoạt tải gây ra cũng nhỏ.

Ngoài ra loại cầu treo truyền lực ngang vào dầm cứng rất ít bị ảnh hưởng của sự thay đổi nhiệt độ gây ra ứng lực phụ.

8.2.3. Cầu treo có dầm cứng được giữ bằng các dây cáp thẳng

Cầu treo có dầm cứng được giữ bởi một hệ thống cáp thẳng đặt xiên chịu kéo (cầu treo loại này còn gọi là cầu treo dây văng). Các dây cáp được liên kết chặt chẽ vào các cột trụ và dùng loại dây cáp có sợi bện xoắn (hình 8.5c).

Cầu treo loại này có dầm cứng là dầm liên tục, các dây cáp thẳng được bố trí hai bên đối xứng đối với cột trụ. Như vậy lực ngang truyền vào dầm cứng được cân bằng và cầu là hệ thống không có lực ngang.

Khi cầu có khẩu độ nhỏ, có thể chỉ làm một cột trụ tại chính giữa cầu và các cặp dây cáp thẳng được liên kết tại đỉnh cột trụ và bố trí đối xứng qua cột trụ, phía dưới toả ra như hình dẻ quạt. Khi khẩu độ lớn thì phải làm hai hoặc ba cột trụ, phương pháp neo giữ và liên kết các dây cáp tại mỗi cột trụ cũng thực hiện như trên.

Ưu điểm của cầu treo có dầm cứng, dây cáp thẳng là có độ cứng lớn, xây dựng không phức tạp, luôn luôn có thể áp dụng phương pháp lắp treo khi xây dựng.

Cầu Mỹ Thuận ở nước ta là một cây cầu có kết cấu hiện đại và khẩu độ lớn nhất khu vực Đông Nam Á. Cầu được hoàn thành tháng 6/2000 là cầu treo được xây dựng theo kiểu cầu treo có dầm cứng và hệ thống dây cáp thẳng. Đây là công trình trong chương trình hợp tác phát triển giữa hai chính phủ Cộng hoà xã hội chủ nghĩa Việt Nam và Australia. Gần đây hàng loạt cầu treo được xây dựng khá phổ biến như cầu Bãi Cháy (Quảng Ninh), Cầu Rạch Miễu (Đồng Tháp), ... đặc biệt Cầu Bãi Cháy là loại cầu treo một mặt phẳng dây đạt khẩu độ 435m lớn nhất thế giới.

CÂU HỎI ÔN TẬP

64. Từ cấu tạo của cầu dầm đặc, cho biết khi nào thì cầu dầm đặc thép được làm theo kết cấu cầu dầm liên hợp thép bê tông cốt thép.
65. Trình bày những ưu nhược điểm của cầu dầm liên hợp thép bê tông cốt thép so với cầu dầm đặc thép.
66. Trình bày đặc điểm chịu lực của cầu dầm liên hợp thép bê tông cốt thép, từ đó rút ra yêu cầu về cấu tạo mặt cắt ngang.
67. Trình bày tác dụng của neo, các yêu cầu về cấu tạo và cho biết cấu tạo các loại neo dùng trong cầu dầm liên hợp thép bê tông cốt thép.
68. Trình bày đặc điểm chung của cầu treo và các loại cầu treo thường gặp, phạm vi áp dụng và ưu nhược điểm của từng loại.

Phần thứ tư
MỔ TRỤ VÀ GỖI CẦU (SUBSTRUCTURE AND BEARINGS)
Chương 9
MỔ TRỤ CẦU (ABUTMENTS AND PIERS)

9.1. Khái niệm chung

9.1.1. Yêu cầu chung đối với mố trụ cầu

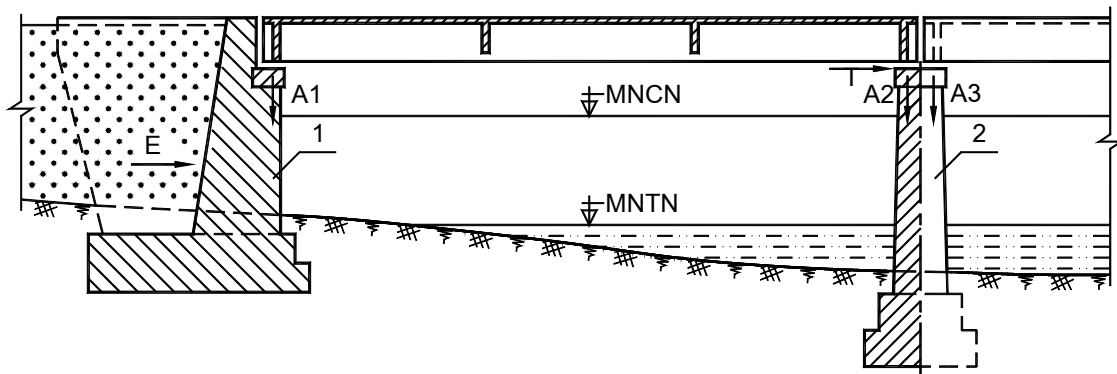
Mố trụ cầu cần phải đáp ứng hàng loạt các yêu cầu về khai thác, kinh tế và xây dựng. Đảm bảo yêu cầu về khai thác nghĩa là phải cho phép thoát nước êm thuận dưới cầu, bảo đảm vẻ đẹp của cầu, không cản trở sự đi lại dưới cầu đối với cầu vượt đường, chống phong hoá bề mặt mố trụ... Bảo đảm yêu cầu về kinh tế và xây dựng nghĩa là bảo đảm khả năng xây dựng công nghiệp hoá, dùng kết cấu lắp ghép, định hình, chế tạo sẵn trong công xưởng, cơ giới hoá, sử dụng vật liệu hợp lý nhất, kích thước kết cấu nhỏ nhất mà vẫn đảm bảo yêu cầu về cường độ, độ cứng, chống phong hoá và hàng loạt các yêu cầu khác.

9.1.2. Phân loại mố trụ cầu

Có nhiều cách phân loại mố trụ cầu:

a. Phân loại theo vị trí

Theo vị trí trên sông, phân thành mố cầu và trụ cầu (hình 9.1). Trụ cầu ở vị trí lòng sông, tiếp nhận tải trọng từ hai nhịp kề nhau, làm việc theo cả hai phương dọc cầu và ngang cầu. Hình dạng trụ phải bảo đảm thoát nước êm thuận và không bị xói hỏng, vì vậy mặt bằng trụ nên có dạng thuận cho dòng chảy và bên ngoài có lớp áo đặc biệt. Hình dạng trụ trong cầu vượt đường và cầu cao phải bảo đảm mỹ quan và không cản trở sự đi lại dưới cầu.



Hình 9.1 Sơ đồ mố, trụ cầu

1 - Mố; 2 - Trụ

A_1, A_2, A_3 - Áp lực thẳng đứng của kết cấu nhịp truyền qua gối cầu

E và T - Lực ngang do áp lực đất và lực hãm

Mố cầu nằm ở bãi sông, là phần kết thúc của cầu. Ngoài việc tiếp nhận tải trọng từ kết cấu nhịp, mố còn chịu tác dụng của áp lực đất nền đường đầu cầu và có nhiệm vụ bảo đảm sự chuyển tiếp êm thuận từ đường vào cầu. Vì tải trọng chính truyền vào mố theo một phía, nên

cầu tạo của mố theo phương dọc cầu thường không đối xứng, trong khi đó trụ cầu hầu như luôn luôn đối xứng vì có tải trọng đồng thời cả hai phía (theo phương dọc cầu).

b. Phân loại theo độ cứng trong phương dọc cầu

Đa số mố trụ cầu là loại mố trụ cứng, trong đó mỗi trụ chịu toàn bộ tải trọng ngang từ kết cấu nhịp truyền tới hoặc tải trọng ngang do áp lực đất của nền đường đầu cầu. Ở những cầu có mố trụ dẻo, toàn bộ hệ thống mố trụ và kết cấu nhịp sẽ làm việc như một khung và lực ngang phân bố giữa các trụ sẽ tỷ lệ với độ cứng của trụ, như vậy kích thước trụ sẽ giảm đi nhiều.

c. Phân loại theo hệ thống của kết cấu nhịp

Mố trụ cầu dầm là mố trụ của hệ thống không lực đẩy ngang bên ngoài. Mố trụ cầu vòm chịu lực đẩy ngang rất lớn, cấu tạo nặng nề, thiết kế phức tạp và ít có khả năng lắp ghép.

d. Phân loại theo vật liệu xây dựng

Mố trụ có thể được làm bằng đá xây, bê tông, bê tông độn đá hộc và bê tông cốt thép. Mố trụ bằng bê tông cốt thép có thể dùng kết cấu lắp ghép, kết cấu nửa lắp ghép. Trong các cầu nhỏ ở nông thôn, mố trụ còn được xây bằng gạch. Trụ của cầu vượt đường hay giá của trụ tháp cầu treo có thể làm bằng thép.

e. Phân loại theo phương pháp xây dựng

Có ba loại: mố trụ đúc tại chỗ, mố trụ nửa lắp ghép, mố trụ lắp ghép. Mố trụ đúc tại chỗ tùy thuộc vào loại kết cấu và điều kiện xây dựng, điều kiện kinh tế. Mố trụ nửa lắp ghép gồm những khối vỏ bê tông cốt thép lắp ghép, sau đó đổ bê tông lấp lòng. Mố trụ lắp ghép hiện nay thường dùng những khối cầu kiện bằng bê tông cốt thép lắp ghép, đôi khi bằng thép.

f. Phân loại theo cấu tạo móng

Có thể chia làm hai loại: trụ có móng riêng và loại có thân trụ và móng là một khối. Ở loại thứ nhất, móng trụ có thể là móng đặc. Ở loại thứ hai không thể phân biệt giữa thân trụ và móng, thân trụ và móng gồm những đốt ống có đường kính khác nhau. Khi tính toán sẽ kiểm toán tại mặt cắt thay đổi. Loại trụ này đảm bảo yêu cầu mỹ quan, giảm bớt khối lượng tính toán.

9.1.3. Vật liệu làm mố trụ

Mố trụ và móng có thể được làm bằng đá xây, bê tông, bê tông đá hộc, bê tông cốt thép thường và bê tông cốt thép dự ứng lực, thép... Ngoài ra có thể làm bằng gạch và các vật liệu khác.

a. Mác bê tông dùng cho mố trụ

Mác bê tông đối với các bộ phận của mố trụ thường được chọn như sau: mác 400 đối với trụ vỏ mỏng bê tông cốt thép và cọc bê tông cốt thép dự ứng lực dài hơn 12m, mác 300 dùng cho cọc bê tông cốt thép dự ứng lực dài đến 12m, cọc bê tông cốt thép thường dài hơn 7m, trụ lắp ghép hoặc nửa lắp ghép trong miền có mực nước thay đổi. Những khối bê tông cốt thép lắp ghép có thể dùng mác 250 hoặc 200. Những trụ có thân đặc đổ bê tông tại chỗ có thể dùng bê tông mác 200 và 150. Bê tông lấp lòng rỗng không quy định mác, trừ cọc ống.

b. Cốt thép

Cốt thép dùng cho mố trụ có thể dùng loại tròn trơn nhóm A - I có đường kính từ 6 đến 40mm, cốt thép có gờ nhóm A - II có đường kính từ 10 đến 40mm.

c. *Vữa*

Loại vữa xi măng cát vàng, dùng trong các móng trụ lắp ghép hoặc trong các móng trụ đá xây, mác vữa không thấp hơn 100.

d. *Đá*

Những móng trụ xây bằng đá thiên nhiên phải dùng loại đá có cường độ lớn hơn 600kG/cm^2 , những móng trụ bằng bê tông độn đá hộc phải dùng loại đá có cường độ lớn hơn 400kG/cm^2 .

9.2. Móng trụ dẹt

9.2.1. Khái niệm chung

Móng trụ dẹt bao gồm các loại móng trụ có đặc điểm sau:

- Thân móng trụ có độ cứng tương đối nhỏ.
- Kết cấu nhịp được liên kết bảo đảm sao cho các mặt cắt trên gối không bị xô dịch so với đỉnh trụ.

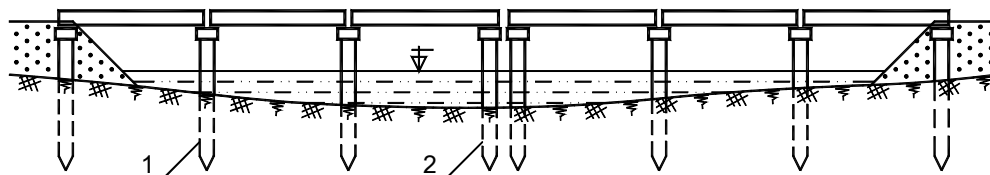
Lúc đó toàn cầu sẽ làm việc theo chiều dọc như sơ đồ kết cấu khung một tầng nhiều nhịp, ngàm dưới chân và liên kết khớp ở đỉnh cột. Kết cấu nhịp thường có độ cứng uốn khá lớn so với móng trụ và có thể chia thành nhiều nhịp giản đơn hoặc liên tục với liên kết khớp tại đỉnh trụ. Để bảo đảm tính chất mềm dẻo khi bị uốn và có thể chịu được các biến dạng dọc cầu khi chịu lực ngang và sự thay đổi nhiệt độ, cấu tạo móng trụ chỉ gồm những hàng cọc, hàng cột nhỏ hoặc tường mỏng bê tông cốt thép.

Khác với móng trụ cứng phải chịu toàn bộ tải trọng ngang tác dụng lên nó, móng trụ dẹt chỉ chịu một phần tải trọng ngang tác dụng lên móng trụ tùy theo độ cứng của nó.

Để bảo đảm sơ đồ tính toán của cầu là một khung nhiều nhịp như trên, khi thiết kế phải tuân theo hàng loạt các yêu cầu đặc biệt.

a. Chiều dài nhịp

Trước hết phải tìm được sự tương quan hợp lý giữa chiều dài toàn cầu hoặc một nhịp cầu và có độ mềm của trụ. Khi tăng chiều dài nhịp, trong các trụ biên sẽ tăng mômen uốn do biến dạng nhiệt độ của kết cấu nhịp. Mômen uốn này lớn đến nỗi nếu muốn đảm bảo đủ cường độ của các trụ thì phải tăng kích thước mặt cắt trụ khiến cho trụ bị giảm mất tính mềm dẻo. Vì vậy để cho móng trụ dẹt được áp dụng hợp lý, cần phải chia cầu thành những “liên”, mỗi “liên” gồm một số khung làm việc theo sơ đồ tính toán trên (hình 9.2). Khi chia chiều dài cầu thành các “liên” (mỗi liên có chiều dài khoảng 25m đến 45m) cần bố trí ở đầu các “liên” một trụ đặc biệt gọi là “trụ nhiệt độ”. Trụ này gồm hai hàng cọc có hai xà mũ riêng rẽ. Sự phân chia các “liên” phải bảo đảm thoát được lưu lượng nước thiết kế, bảo đảm độ bền vững của trụ và phải bảo đảm mỗi “liên” không có sự chênh lệch về chiều cao quá lớn giữa các trụ.



Hình 9.2 Cầu có móng trụ dẹt

1 - Trụ cọc; 2 - Trụ nhiệt độ

Khi trụ có chiều cao lớn, để tăng cường sự ổn định theo phương dọc và độ cứng toàn cầu cũng như để giảm bớt tải trọng ngang tác dụng lên một trụ, người

ta dùng loại trụ có độ cứng lớn hơn gọi là “trụ neo”. Trụ neo cũng có hai hàng cọc như “trụ nhiệt độ” nhưng có xà mũ chung cho cả hai hàng cọc. Vì có độ cứng lớn, “trụ neo” sẽ chịu phần lớn tải trọng ngang tác dụng lên “liên” và các trụ còn lại sẽ được giảm bớt tải trọng và bảo đảm được ổn định của “liên” và toàn cầu nói chung.

Chiều dài cho phép của một nhịp phụ thuộc vào số lượng nhịp trong một “liên”, cấu tạo và chiều cao của trụ. Nên dùng nhịp có chiều dài không lớn lắm, thường nhịp lớn không quá 12 - 15m. Tuy nhiên trong trường hợp đặc biệt, nhịp có thể dài tới 20m.

b. Chiều cao trụ

Độ cứng tương đối của trụ phụ thuộc vào chiều cao. Đối với nhịp nhỏ, chiều cao của trụ bờ không lớn hơn 3 đến 4m, của trụ giữa không nên lớn hơn 5m. Với nhịp lớn, trụ bờ cao đến 4 - 5m, trụ giữa cao đến 6m. Nếu có đặt trụ neo cứng, chiều cao trụ giữa đến 8m. Nếu chiều cao lớn hơn trị số trên thì áp dụng sơ đồ cầu có trụ dèo sẽ không hợp lý.

Trong trụ cọc, chiều cao của trụ bờ là khoảng cách từ đỉnh xà mũ đến mặt đất, còn với trụ giữa sông tính từ đỉnh xà mũ đến cao độ đường xói lở lớn nhất của trụ.

c. Mặt cắt thân trụ

Mặt cắt thân trụ (cọc hoặc cột) phải bảo đảm yêu cầu về cường độ. Theo phương dọc cầu, trụ chịu tải trọng chính tác dụng tạo ra mômen uốn dọc cầu thì mặt cắt (cọc hoặc cột) phải có kích thước dọc cầu lớn hơn kích thước theo phương ngang cầu.

d. Gối cầu

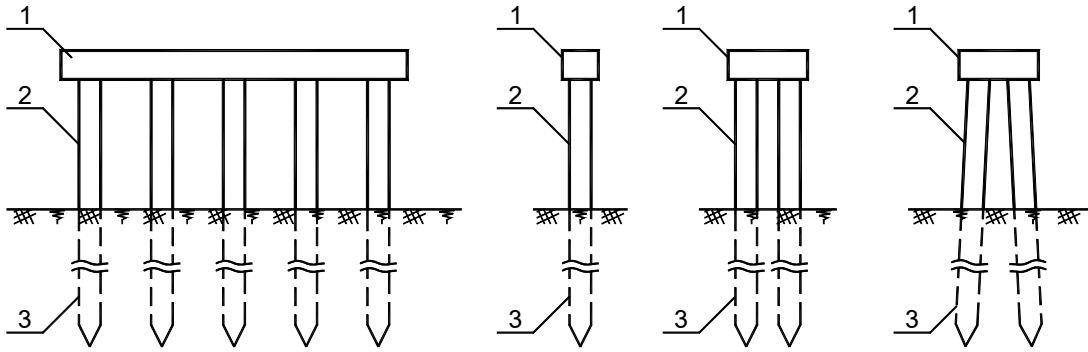
Gối cầu phải bảo đảm liên kết giữa kết cấu nhịp và trụ là liên kết chót, liên kết này không cho phép kết cấu nhịp chuyển vị dọc trên gối nhưng lại cho phép nó quay khi chịu uốn. Yêu cầu này sẽ đảm bảo cho ta dùng gối cố định tại cả hai đầu kết cấu nhịp. Điều này có ý nghĩa quan trọng về mặt kinh tế, vì các gối di động có giá thành rất cao. Về cấu tạo và trường hợp sử dụng các loại gối cầu sẽ được nêu trong chương 10.

Mố trụ dèo không nên sử dụng trên các sông suối ở vùng rừng núi vì trong mùa lũ có khả năng xảy ra hiện tượng cây trôi, đá lăn có thể gây nguy hiểm cho trụ. Ở miền biển muốn sử dụng kết cấu này một cách có hiệu quả cần phải chú ý biện pháp chống xâm thực của nước biển để kéo dài tuổi thọ công trình bê tông cốt thép thanh mảnh này.

9.2.2. Cấu tạo mố trụ dèo

a. Trụ cọc dèo

Trụ cọc dèo là dạng chủ yếu của trụ dèo trong cầu nhịp nhỏ. Nhược điểm của dạng này là: ở những nơi đất rất chặt, nhiều đá vụn, đá mò côi... thì đóng cọc sẽ khó khăn, hoặc khi chiều dài cọc quá lớn thì vấn đề chịu lực của cầu cũng không tốt như đã nói ở trên.



Hình 9.3 cấu tạo trụ cọc dèo

1 - Xà mũ; 2 - Phần cọc làm thân trụ; 3 - Phần cọc làm móng trụ

Trụ cọc dèo (hình 9.3) gồm có cọc và xà mũ. Cọc có thể bằng bê tông cốt thép hoặc bê tông cốt thép dự ứng lực. Số lượng cọc theo phương ngang cầu phụ thuộc vào khả năng chịu lực của cọc và khổ cầu. Theo phương dọc cầu trụ có thể có một hoặc hai hàng cọc, khi hai hàng cọc có thể là hai hàng cọc thẳng hoặc hai hàng cọc xiên. Cọc có thể có tiết diện vuông hoặc chữ nhật. Dùng cọc tiết diện chữ nhật là hợp lý hơn cả, cần bố trí cạnh lớn của cọc song song với tim dọc cầu để tăng khả năng chịu mômen uốn. Tiết diện cọc thường dùng loại $25 \times 25\text{cm}$, $30 \times 30\text{cm}$, $35 \times 35\text{cm}$ và $30 \times 40\text{cm}$.

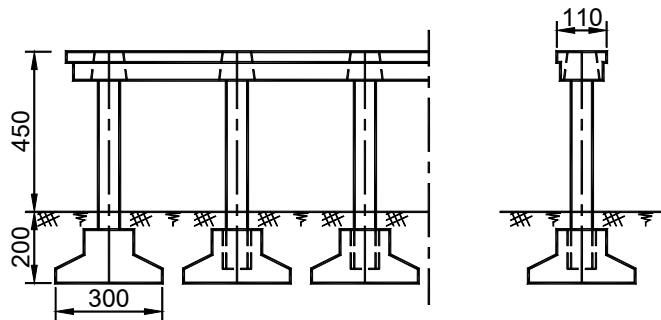
Chọn chiều dài cọc theo chiều cao trụ và chiều sâu đóng cọc. Chiều dài toàn bộ cọc không nên dài hơn 12 đến 14m. Nếu do điều kiện xói hoặc do đất quá yếu, chiều sâu đóng cọc phải lớn thì chuyển sang phương án trụ cứng.

Xà mũ có thể lắp ghép hoặc đổ bê tông tại chỗ. Xà mũ có tác dụng bảo đảm liên kết cứng giữa các cọc và làm cho các cọc cùng chịu uốn. Xà mũ thường có hình dạng chữ nhật để chế tạo đơn giản.

Vấn đề phức tạp nhất đối với trụ cọc là lắp ghép xà mũ, vì khi xây dựng hầu như không đóng cọc thẳng được mà bao giờ đầu cọc cũng bị nghiêng đi một chút, do đó rất khó đặt trùng lỗ chừa trên xà mũ và đầu cọc. Vậy nếu dùng xà mũ lắp ghép thì nên chia nó thành vài khối, mỗi khối nhiều nhất ba cọc để điều chỉnh. Khi xây dựng loại trụ cọc lắp ghép, có thể dùng loại cần cẩu ô tô có sức nâng 10 tấn.

b. Trụ cột dèo

Nếu địa chất không đóng cọc được thì có thể đúc riêng khối móng tại vị trí xây dựng và lắp cọc vào các lỗ hình cốc chừa sẵn trong móng (hình 9.4). Loại trụ cột dèo này thường dùng cho các cầu cạn hoặc cầu vượt đường.

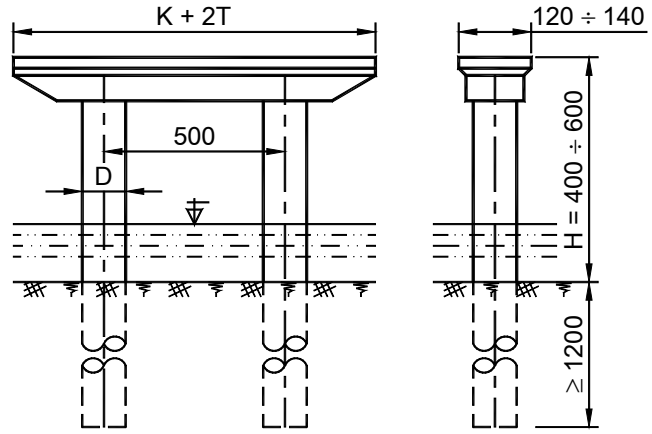


Hình 9.4 Trụ cột dèo

c. Trụ dèo bằng cọc ống

Khi xây dựng trụ cọc có xà mũ lắp ghép thường gặp khó khăn do đóng cọc không chính xác. Nhược điểm trên sẽ được khắc phục nếu ta dùng loại trụ chỉ có hai cọc, khi đó cọc sẽ có mặt cắt lớn hơn.

Trụ gồm hai cọc ống hờ đáy, đường kính ngoài từ 0,8 đến 1m (hình 9.5) dùng cho nhịp từ 18 đến 24m với số nhịp trong một “liên” không quá ba ; hoặc dùng cho nhịp 12m với với số nhịp trong một “liên” không quá bốn. Cọc ống được hạ sâu trong đất nhờ máy rung chấn động. Xà mũ kiểu nửa lắp ghép. Cọc ống gồm những ống tròn dài 8m nối với nhau bằng mặt bích có bulông. Theo yêu cầu độ mềm của trụ, cọc ống sẽ có một phần để rỗng. Để bảo đảm khả năng chịu tải của cọc trong đất, trong phần dưới của cọc chừa lại một đoạn tối thiểu 2,5m để làm lõi đất hoặc đổ bê tông. Trụ dẽo bằng cọc ống được sử dụng ở những nơi có thể đóng cọc được hoặc ở những nơi khô cạn.



Hình 9.5 Trụ dẽo bằng cọc ống

9.3. Cấu tạo trụ cầu dầm

9.3.1. Trụ cầu đổ bê tông tại chỗ (toàn khối)

Trong những trụ cầu đổ bê tông tại chỗ, các bộ phận trực tiếp gắn liền với nhau thành một kết cấu thống nhất, không cần các chi tiết ghép nối và được xây dựng đúc liền một mạch từ dưới lên trên, tại ngay vị trí xây dựng công trình.

Về cấu tạo, các loại trụ toàn khối có thể đặc hoặc rỗng lòng. Hình dạng có thể thuộc loại nặng, loại thân hẹp, loại có dạng cột hoặc có nhiều bậc v.v...

Về vật liệu xây dựng, tùy theo loại trụ có thể dùng đá thiên nhiên, bê tông đá học, bê tông và bê tông cốt thép.

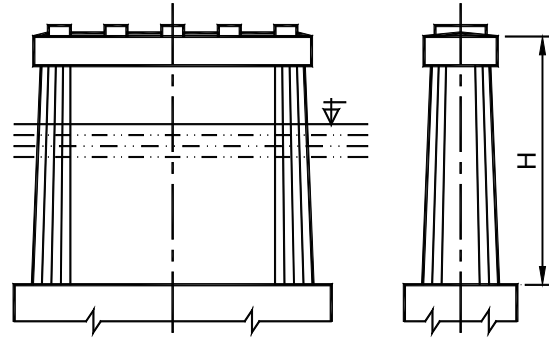
Trụ cầu toàn khối có kích thước lớn, bền chắc, bảo đảm chất lượng đồng đều và liền khối. Trụ có khả năng xây dựng bằng nhiều phương pháp khác nhau, từ thủ công, nửa cơ giới đến cơ giới hoá (ván khuôn trượt...). Kỹ thuật xây dựng trụ tương đối đơn giản. Tuy nhiên phần lớn các công việc đều phải tiến hành tại một địa điểm nhất định, nhiều khi xây dựng lại gặp khó khăn, phụ thuộc vào điều kiện thiên nhiên và thời tiết. Các bộ phận lại phải xây dựng tuần tự nên kéo dài thời gian xây dựng, ngoài ra trụ toàn khối tốn vật liệu xây dựng.

Trước đây, phần lớn các loại trụ cầu thường được xây dựng tại chỗ. Hiện nay với những cầu bắc qua sông có mật độ thông thuyền lớn hoặc các loại cầu cao vượt qua những thung lũng sâu mới sử dụng toàn khối. Tuy nhiên tùy theo yêu cầu và trong các điều kiện cụ thể, trụ toàn khối còn được sử dụng rộng rãi trong các cầu nhịp nhỏ, cầu nhịp vừa, cầu cạn, cầu vượt đường và cầu dẫn.

a. Trụ nặng

Trụ đặc loại nặng thường có dạng một tường dày, song song với dòng nước hoặc trục của đường xe chạy qua dưới gầm cầu vượt.

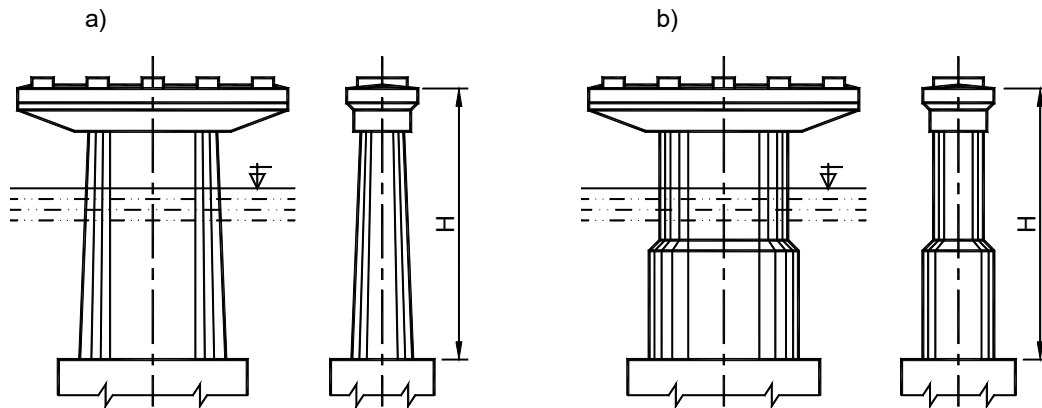
Nếu trụ cầu tương đối thấp (chiều cao dưới 5m) hoặc nước chảy không xiết lắm thân trụ có thể làm thẳng đứng để thuận lợi cho xây dựng. Những trụ đặc có chiều cao lớn, thân trụ có thể làm nghiêng với độ dốc khoảng 30/1 đến 50/1 để mở rộng kích thước ở thân trụ cho phù hợp với kích thước theo yêu cầu chịu lực (hình 9.6).



Hình 9.6 Trụ nặng

b. Trụ thân hẹp

Để giảm bớt khối lượng vật liệu xây dựng thân trụ và đỡ cho nền móng phải chịu tải trọng bản thân quá lớn, có thể dùng phương án trụ thân hẹp, mũ trụ có dạng một dầm hẫng đối xứng. Chiều dài và chiều rộng mũ trụ vẫn do cách bố trí gối cầu trên mặt bằng quyết định. So với loại trụ nặng, kích thước thu hẹp thân trụ loại này chỉ bằng khoảng 45 đến 75%. Chiều dài của đoạn hẫng mũ trụ có khi tới 2m. Thân trụ có thể làm nghiêng hoặc làm thành bậc (hình 9.7).

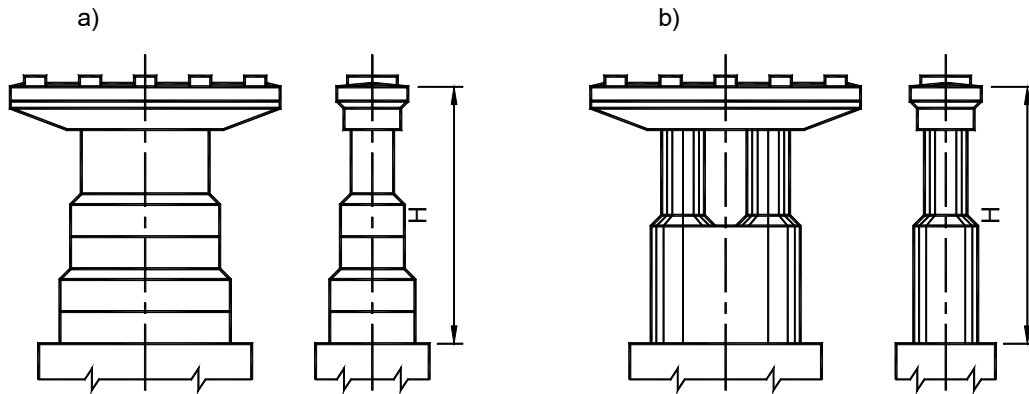


Hình 9.7 Trụ thân hẹp toàn khối
a) - Thân thành nghiêng; b) - Thân thành bậc

Trụ thân hẹp ngoài ưu điểm tiết kiệm được rất nhiều vật liệu (có khi tới 50% cho cả thân trụ và móng) còn tạo được một dáng vẻ thanh thoát về mặt kiến trúc và nhất là giảm được tác dụng thủy lực của dòng chảy, mở rộng được khoảng không và tầm nhìn cho các phương tiện vận tải đi lại dưới gầm cầu. Tuy nhiên trụ thân hẹp có một nhược điểm là tốn nhiều cốt thép cho mũ trụ.

9.3.2. Trụ cầu bán lắp ghép

Cấu tạo loại trụ này phụ thuộc rất nhiều vào chiều cao dầm, chiều dài nhịp, điều kiện thông thuyền và khả năng thiết bị cầu lắp.



Hình 9.8 Trụ cầu nửa lắp ghép
a) - Trụ ống nhôm; b) - Trụ thân cột

a. Trụ ống nhôm

Loại trụ có cấu tạo đơn giản nhất, có phần lắp ghép các khối vỏ mỏng hình ống chỉ dày khoảng 10cm, bê tông mác từ 300 trở lên, chiều cao mỗi khối chừng 1,5m, lắp chồng hai khối lên nhau thành từng bậc cao 3m. Trọng lượng mỗi khối lắp ghép từ 3 đến 5 tấn, lắp xong từng bậc sau đó đổ bê tông lấp lòng (hình 9.8a).

b. Trụ thân cột

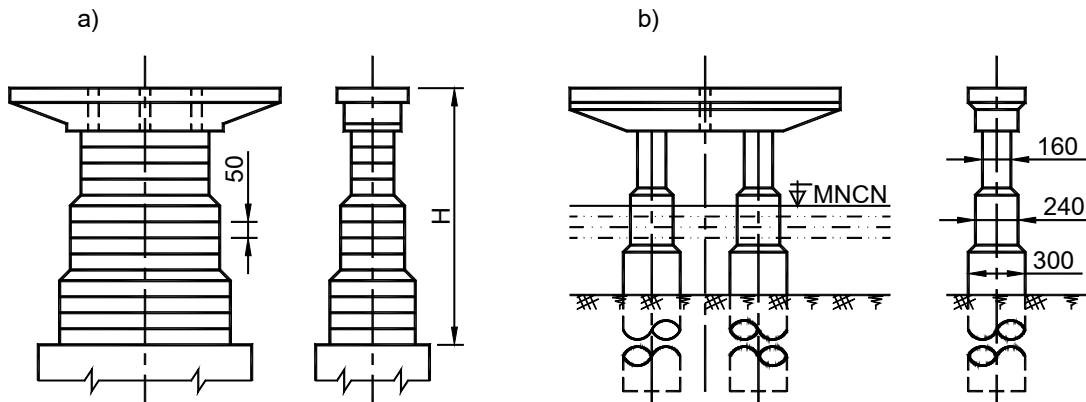
Trong trường hợp kết cấu nhịp có hai dầm chủ, hoặc nơi mực nước thi công sâu, điều kiện thi công lắp ghép khó khăn. Phần trụ cầu bên trên mực nước có thể dùng kết cấu kiểu cột ống rỗng lắp ghép, phần trụ cầu bên dưới mực nước thi công dùng kết cấu trụ đặc đổ tại chỗ. Mũ trụ có thể lắp ghép hoặc đổ tại chỗ (hình 9.8b).

9.3.3. Trụ cầu lắp ghép

Trụ cầu lắp ghép hiện nay có nhiều dạng, trụ ống nhôm, trụ cầu lắp ghép với mỗi nối thẳng đứng, trụ cột ống...

a. Trụ ống nhôm.

Thân trụ gồm những khối bê tông đặc mác 200, chiều cao mỗi khối 0,5m đặt chồng lên nhau qua lớp đệm vữa xi măng mác 150. Theo các thiết kế định hình, trọng lượng mỗi khối thân trụ từ 3,4 đến 8,1 tấn. Mũ trụ có trọng lượng toàn bộ 32 tấn được chia thành 4 khối lắp ghép, trọng lượng mỗi khối lắp ghép từ 6 đến 8,7 tấn (hình 9.9a).



Hình 9.9 Trụ cầu lắp ghép

a) - Trụ ống nhòm; b) - Trụ cột ống

b. Trụ cột ống

Trụ cột ống không cần có bệ móng liên kết các cột ống. Đối với các nhịp từ 60m đến 120m trụ có thể cấu tạo bởi ba tầng cột ống. Đốt dưới cùng làm móng dùng cột ống đường kính 3m độ hạ sâu theo yêu cầu tính toán về khả năng chịu lực và ổn định, tầng giữa dùng cột ống đường kính 2,4m và tầng trên dùng cột ống 1,6m. Mũ trụ có thể lắp ghép (hình 9.9b). Loại trụ kiểu này đòi hỏi các máy móc thi công có công suất rất lớn.

9.4. Cấu tạo móng cầu dầm

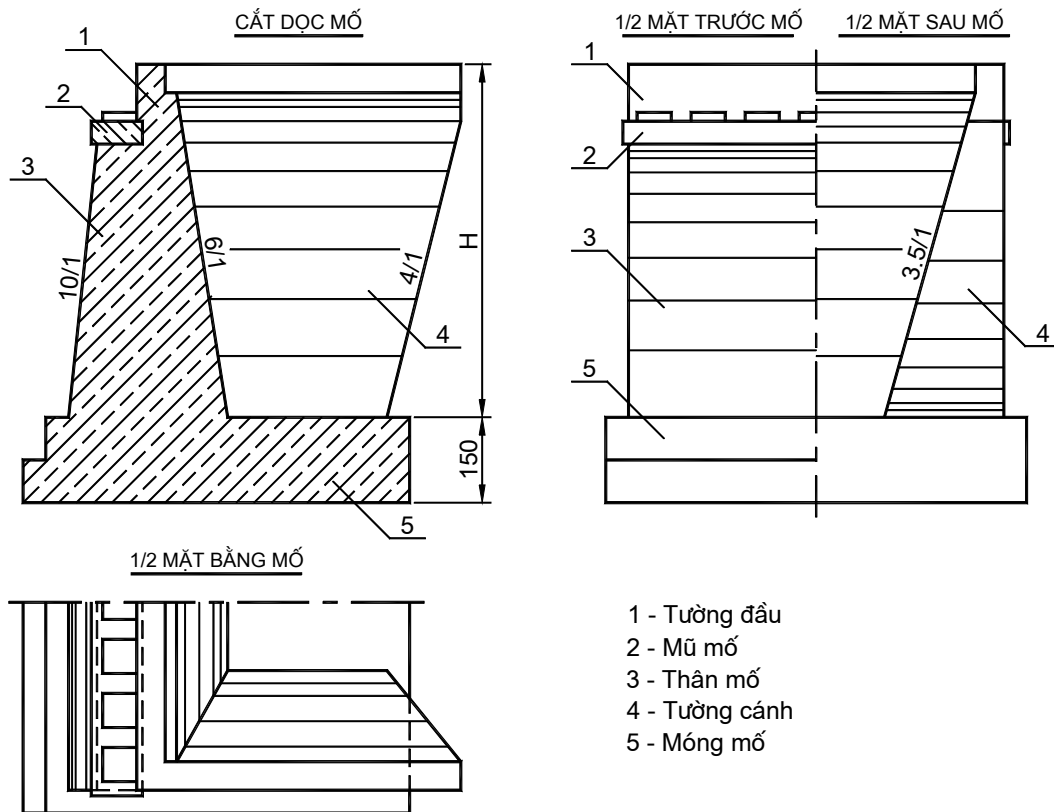
9.4.1. Yêu cầu đối với móng cầu

Móng cầu phải bảo đảm điều kiện làm việc tốt nhất của móng dưới tác dụng của tải trọng truyền từ kết cấu nhịp và áp lực đất của nền đường đầu cầu. Bảo đảm sự nối tiếp chắc chắn giữa cầu và đường.

Có nhiều loại móng cầu khác nhau, cấu tạo của nó phụ thuộc nhiều vào chiều cao đất đắp nền đường đầu cầu, từ số nhịp và điều kiện sử dụng.

9.4.2. Các loại móng cầu

a. Móng có tường cánh dọc (móng chữ U)



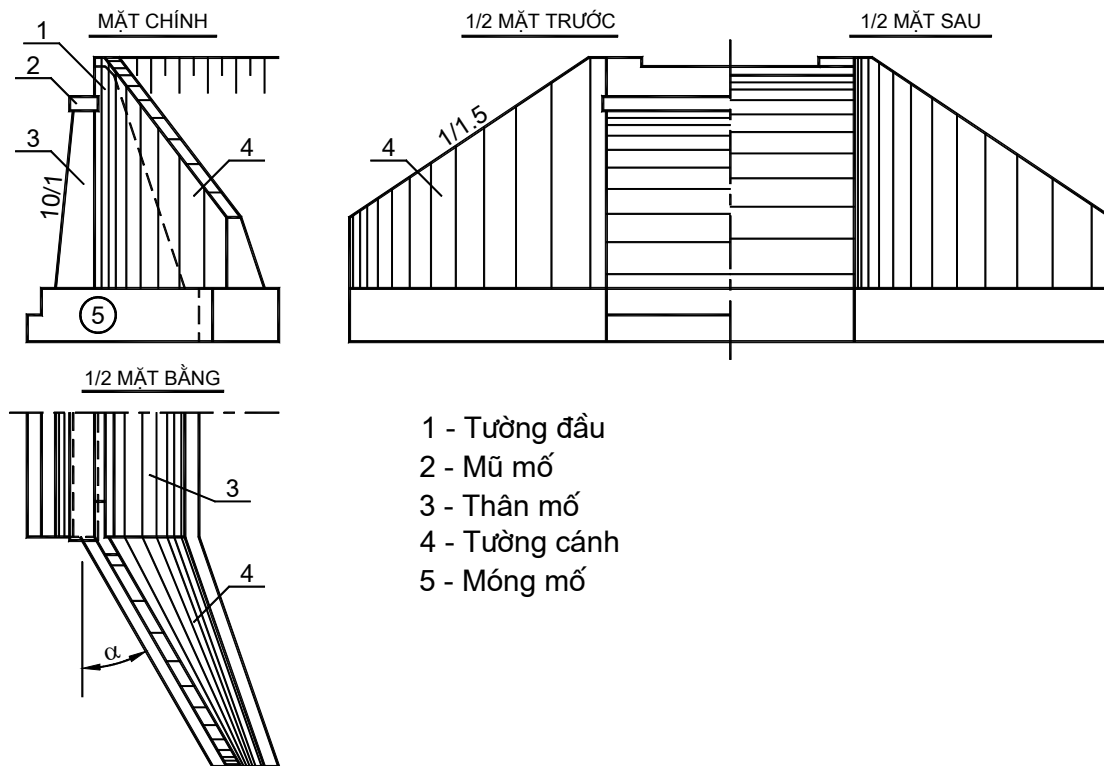
Hình 9.10 Cấu tạo móng nặng chữ U

Được sử dụng với chiều cao đất đắp (H) lớn hơn 3m, thân mố có khoét rỗng và đắp bằng đất, khi đó móng có dạng chữ U (hình 9.10). Cấu tạo móng gồm tường trước (tường đầu và

thân mố), hai tường cánh vuông góc với tường trước, mũ mố và móng mố. Loại mố này thường sử dụng với chiều cao đất đắp không quá 10 đến 12m. Tường thân mố và tường cánh mố thường có chiều dày thay đổi. Mố chữ U còn gọi là mố có tường cánh dọc. Khi bề rộng mố nhỏ và chiều cao đất đắp thấp thì có thể làm một tường cánh có chiều dày không đổi khi đó thân mố và tường cánh mố hợp với nhau có dạng chữ T. Mố đất hình nón (còn gọi là nón đất hay 1/4 nón) nằm trong phạm vi chiều dài thân mố và không vượt ra khỏi phạm vi mép trước của mố. Độ dốc của 1/4 nón theo phương dọc cầu là 1/1 trong phạm vi 6m đất đắp bên trên, còn trong phạm vi chiều cao đất đắp còn lại với độ dốc là 1/1,25 hoặc 1/1,5 tùy theo chiều cao lớn hay nhỏ.

Mố chữ U có ưu điểm là độ ổn định lớn do trọng lượng bản thân, nhưng có nhược điểm là khối lượng lớn, tốn vật liệu, thời gian xây dựng lâu.

b. Mố có tường cánh ngang hoặc tường cánh xiên



Hình 9.11 Cấu tạo mố có tường cánh xiên

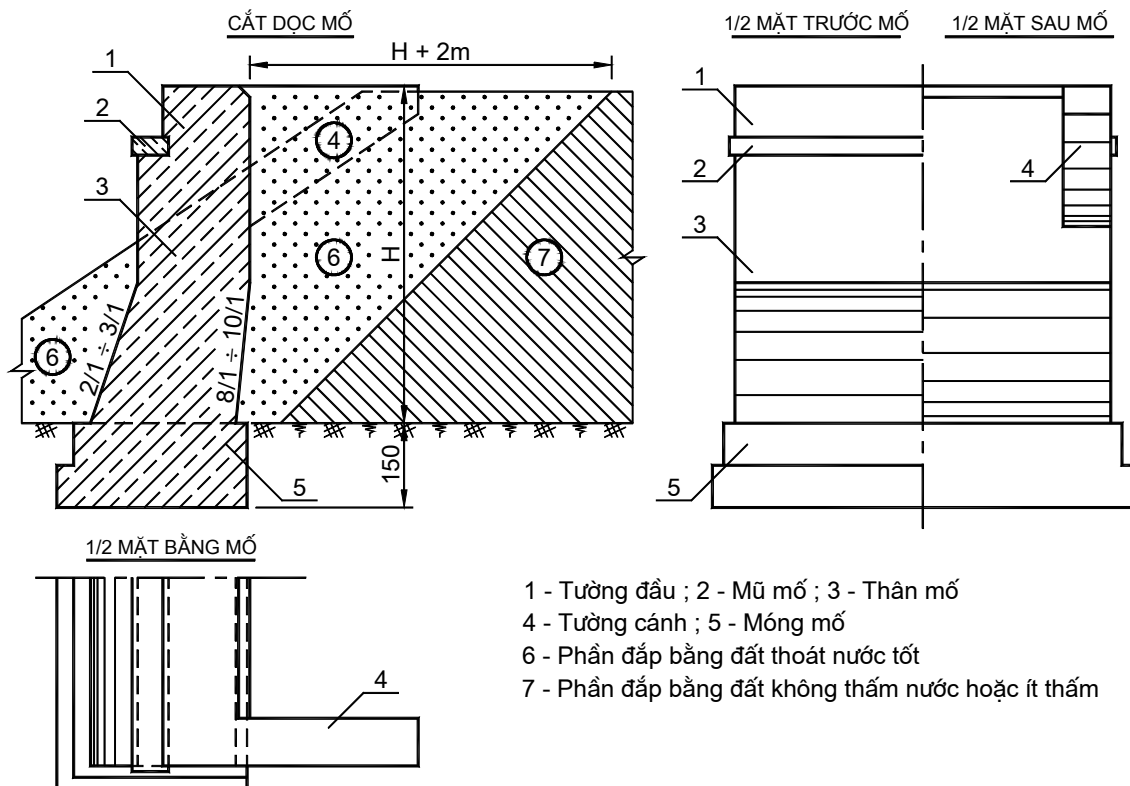
Trong mố cầu chữ U, tường cánh do bố trí dọc theo tim cầu nên cao độ của tường cánh là không đổi và tường cánh sẽ chịu áp lực ngang do áp lực đất của cả tĩnh tải và hoạt tải. Nếu tường cánh bố trí dọc theo sông (vuông góc với trục dọc tim cầu) thì cao độ của tường sẽ giảm dần theo độ dốc của taluy nền đường, như vậy tường cánh sẽ có dạng hình thang. Do tường cánh bố trí ngang nên hoàn toàn triệt tiêu được áp lực ngang của đất do hoạt tải. Như vậy, so với mố chữ U, mố có tường cánh ngang tiết kiệm vật liệu hơn (chiều dài theo phương dọc cầu nhỏ hơn). Tuy nhiên, mố có tường cánh ngang không thể tiết kiệm vật liệu bằng cách thu hẹp kích thước móng và tạo hẫng cho tường trước được. Để tạo điều kiện thoát nước tốt hơn hoặc đối với cầu vượt đường để người lái xe không có cảm giác mặt đường không bị thu hẹp thì tường cánh nên bố trí xiên vào nền đường một chút, do đó tạo thành tường cánh xiên (hình 9.11). Tùy theo góc nghiêng trên mặt bằng (góc α thường từ 20 đến 40⁰), tường cánh

xiên có tính chất trung gian giữa tường cánh ngang và tường cánh dọc, nhưng về mặt kiến trúc đẹp hơn và thoát nước tốt hơn.

Trường hợp cầu hẹp và móng không cao lắm thì tường cánh và thân móng có thể đúc liền và chung một bộ móng. Tuy nhiên để tránh các vết nứt do hiện tượng lún không đều, người ta thường tách tường cánh xiên khỏi tường thân móng bằng các khe biến dạng.

c. Mố vùi

Khi chiều cao đất đắp H lớn hơn 8m nếu dùng móng chữ U sẽ có chiều dài móng lớn và khối lượng xây lớn. Trong trường hợp này áp dụng loại móng vùi. Mố vùi có mặt cắt dọc thân móng tương đối hẹp. Thân móng uốn ra phía sông và được vùi sâu vào nền đất. Mố có cấu tạo gồm thân móng (tường chắn), tường cánh, mũ móng và móng mố (hình 9.12).

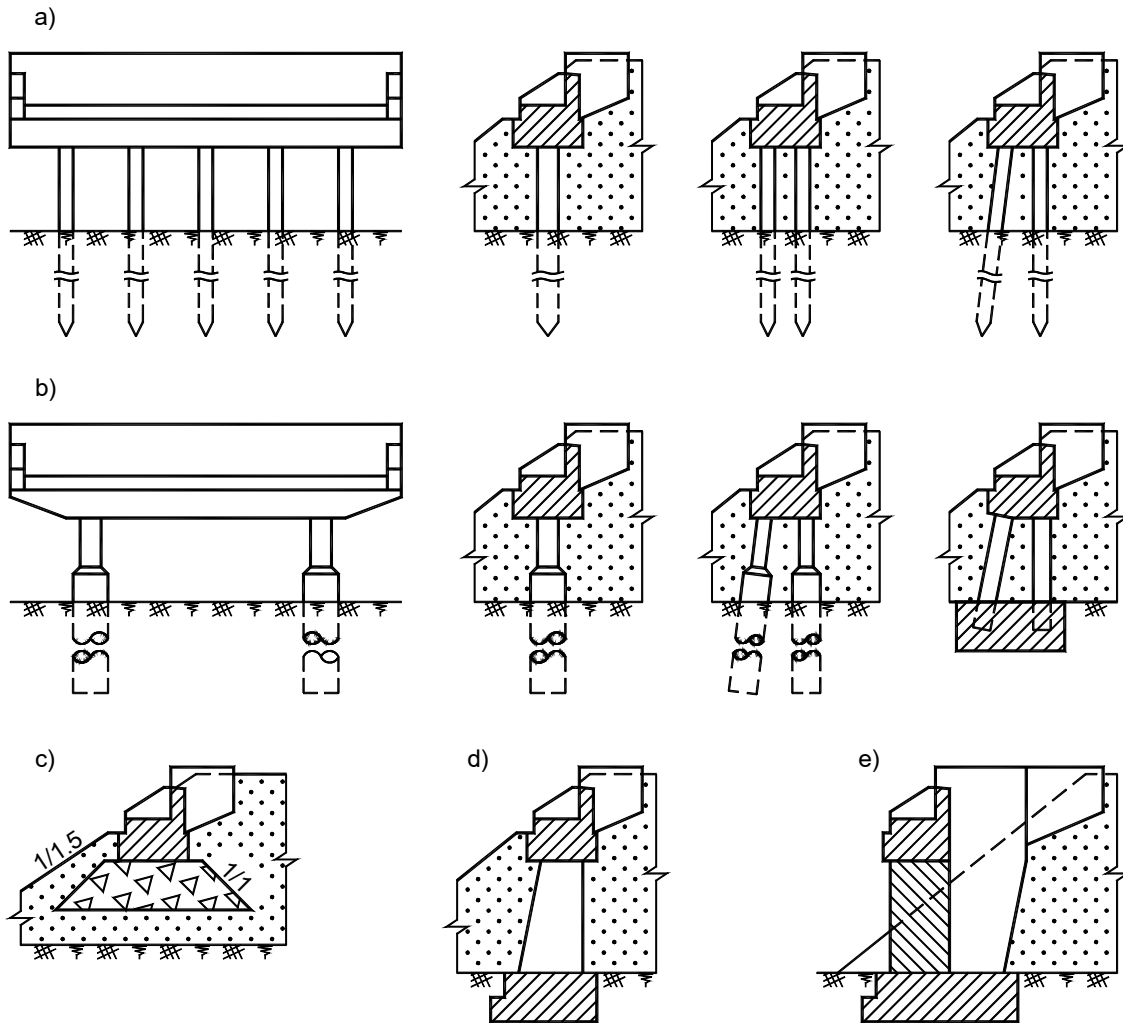


Hình 9.12 Cấu tạo mố vùi

Mố vùi tốn ít vật liệu hơn móng chữ U, nhưng chiều dài toàn cầu tăng do mũ móng lùi về phía nền đường. Do nền đất nhô ra phía sông nên ở dòng sông có lưu tốc dòng chảy lớn, cần phải gia cố bề mặt nền móng để tránh xói.

Các loại móng nói trên đều thuộc loại móng nặng, làm bằng vật liệu đá xây, bê tông đá học hoặc bê tông đổ liền khối. Ngày nay, người ta sử dụng rộng rãi các loại móng bê tông cốt thép. Các loại móng này cho phép giảm khối lượng xây rất nhiều, hình dạng thanh mảnh và cho phép áp dụng kết cấu lắp ghép (hình 9.13).

Các loại móng bê tông cốt thép nói trên, được dùng cho các cầu nhịp từ 12m đến 42m với chiều cao đất đắp H từ 6 đến 12m.



Hình 9.13 Các loại móng BTCT lắp ghép

a) - Móng cọc; b) - Móng cột ống; c) - Móng kê; d) - Móng tường; e) - Móng tường mỏng BTCT

9.5. Tính toán móng trụ cầu

9.5.1. Khái niệm chung về nội dung tính toán

Theo quy trình thiết kế cầu công theo trạng thái giới hạn 22 TCN 18 - 79 khi toán toán móng trụ cầu (trừ nền móng) theo hai trạng thái giới hạn là:

- Trạng thái giới hạn thứ nhất về cường độ.
- Trạng thái giới hạn thứ ba về độ mở rộng vết nứt.

Khi tính theo trạng thái giới hạn thứ nhất phải tính với tải trọng tính toán (có kể tới hệ số biến đổi tải trọng) còn khi tính theo trạng thái giới hạn thứ ba thì tính với tải trọng tiêu chuẩn.

Thực tế cho thấy móng trụ cầu có cấu tạo khá đa dạng, tính chất chịu lực của nó phụ thuộc vào nhiều yếu tố như: hình dạng cấu tạo bên trên của kết cấu nhịp, độ cứng và hình dạng cấu tạo của móng trụ v.v... Mặt khác đối với móng cầu do vừa phải đỡ kết cấu nhịp lại là tường chắn đất nền đường đầu cầu. Cho nên trạng thái chịu lực lại khác hẳn so với trụ. Vì vậy khi tính toán móng trụ cầu, người ta phải xem xét kỹ về cấu tạo và tính chất chịu lực của nó để

quy về phương pháp tính theo một cấu kiện cụ thể quen thuộc về trạng thái chịu lực: nén, uốn hoặc nén lệch tâm... để tính toán. Do tính chất phức tạp về phương pháp tính, cho nên ở đây chúng tôi chỉ nêu qua những bước cơ bản về nội dung tính toán cho trụ cầu dầm giản đơn. Giới hạn ở nội dung tính toán theo trạng thái giới hạn thứ nhất đối với một loại trụ đặc.

9.5.2. Tính toán trụ đặc của cầu dầm giản đơn

Khi tính toán trụ đặc của cầu dầm giản đơn với các lực tác dụng sau đây:

- Trọng lượng bản thân trụ N_0 .
- Áp lực do trọng lượng bản thân kết cấu nhịp N_n .
- Áp lực do hoạt tải đặt trên kết cấu nhịp N_h .
- Lực hãm do hoạt tải T_h .
- Lực lắc ngang do hoạt tải S .
- Lực gió trên kết cấu nhịp và trên trụ W .
- Lực tác dụng do va xô cầu tàu bè vào trụ cầu C .
- Lực do ma sát của gối cầu.

Đối với trọng lượng bản thân trụ được xác định theo kích thước sơ bộ và trọng lượng đơn vị của vật liệu làm trụ. Nếu kết quả tính toán cần phải thay đổi thì phải tính lại một lần nữa.

Những lực tác dụng lên trụ kể trên, người ta thường sắp xếp chúng thành những tổ hợp tải trọng mà có khả năng xảy ra trong thực tế, tạo nên điều kiện làm việc bất lợi nhất cho trụ về một phương diện nào đó.

a. Xác định ứng lực tác dụng lên trụ trong các tổ hợp tải trọng

1) - Xác định ứng lực tác dụng lên trụ trong tổ hợp tải trọng cơ bản.

Xét trong trường hợp tổ hợp gây áp lực thẳng đứng lớn nhất (hình 9.14a). Tải trọng thẳng đứng tác dụng lên trụ bao gồm:

- + Trọng lượng bản thân trụ N_0 .
- + Trọng lượng bản thân của hai nhịp l_1 và l_2 là: N'_n và N''_n .
- + Do hoạt tải đặt trên hai nhịp l_1 và l_2 là: N'_h và N''_h .

Ứng lực tổng cộng tác dụng lên trụ tại mặt cắt I - I sẽ là:

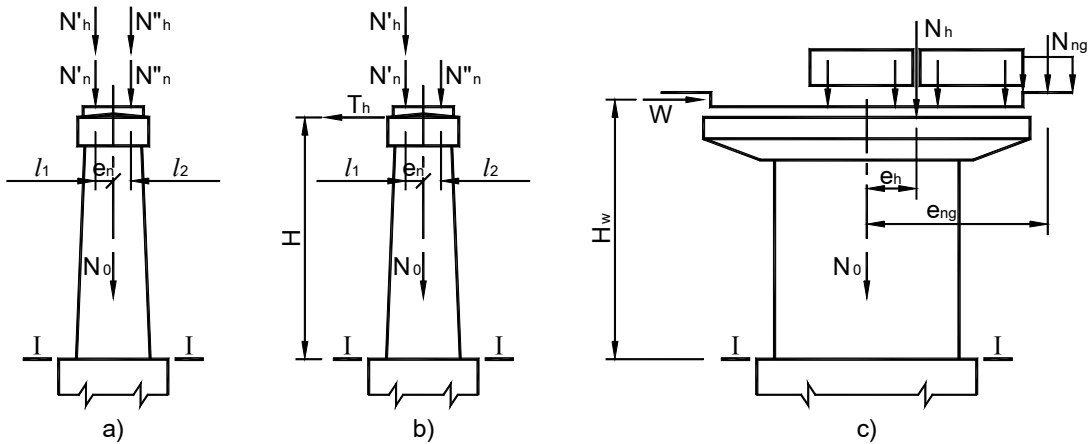
$$\sum N = N'_n + N''_n + N_0 + N'_h + N''_h \quad (9.1)$$

$$\sum M = [(N'_n - N''_n) + (N'_h - N''_h)]e_n \quad (9.2)$$

Trong đó:

l_1 là nhịp khẩu độ lớn và l_2 là nhịp khẩu độ nhỏ. Nếu $l_1 = l_2$ thì $\sum M = 0$.

e_n - Là khoảng cách từ tim trụ đến tim thốt gối.



Hình 9.14 Sơ đồ đặt tải trọng khi tính trụ đặc cầu dầm giản đơn
a) - Khi tính trụ trong tổ hợp tải trọng cơ bản
b) - Khi tính trụ trong tổ hợp tải trọng phụ theo phương dọc cầu
c) - Khi tính trụ trong tổ hợp tải trọng phụ theo phương ngang cầu

2) - Xác định ứng lực tác dụng lên trụ trong tổ hợp tải trọng phụ

Xét trong trường hợp tổ hợp gây áp lực nằm ngang lớn nhất, vì vậy đối với tổ hợp này ta phải xét hai trường hợp bất lợi xảy ra theo hướng dọc cầu và theo hướng ngang cầu.

- Theo hướng dọc cầu (hình 9.14b).

Tải trọng tác dụng lên trụ bao gồm:

+ Trọng lượng bản thân trụ N_0 có kể tới áp lực thủy tĩnh.

+ Trọng lượng bản thân của hai nhịp l_1 và l_2 là: N'_n và N''_n .

+ Do hoạt tải đặt trên nhịp lớn l_1 là: N'_h .

+ Do lực hãm T_h được xác định phụ thuộc vào hoạt tải tiêu chuẩn và loại gối cầu đã nêu ở chương 2. Khi tính trụ coi điểm đặt của lực hãm tác dụng tại đỉnh trụ. Khi không tính lực hãm thì thay bằng lực va xô của tàu bè theo hướng dọc cầu, có điểm đặt lấy tại cao độ mực nước thông thuyền.

Khi tính toán tải trọng trong trường hợp này thì hoạt tải thẳng đứng lấy hệ số biến đổi tải trọng bằng 0,8 n_h . Hệ số biến đổi tải trọng của tĩnh tải phải lấy hai trường hợp là $n_t > 1$ và $n_t = 0,9$.

Ứng lực tổng cộng tác dụng lên trụ tại mặt cắt I - I sẽ là:

$$\sum N = N'_n + N''_n + N_0 + N'_h \quad (9.3)$$

$$\sum T = T_h \text{ hoặc } \sum T = C \quad (9.4)$$

$$\sum M = [(N'_n - N''_n) + N'_h]e_n + T_h.H \quad (9.5)$$

Trong đó: H - Chiều cao của trụ tính từ đỉnh trụ đến mặt móng.

ΣT - Tổng các lực ngang.

Các ký hiệu khác đã nêu ở trên.

- Theo hướng ngang cầu (hình 9.14c).

Tải trọng tác dụng lên trụ bao gồm:

+ Trọng lượng bản thân trụ N_0 có kể tới áp lực thủy tĩnh.

+ Trọng lượng bản thân của hai nhịp l_1 và l_2 là: N'_n và N''_n .

+ Do hoạt tải đặt trên hai nhịp là: N_h đặt lệch về một bên.
 + Tải trọng người bố trí một bên lề người đi là: N_{ng} .
 + Lực gió tác dụng theo hướng ngang cầu W . Khi không tính lực gió thì thay bằng lực lác ngang của hoạt tải S có điểm đặt lấy tại cao độ mặt xe chạy và lực va xô của tàu bè C tác dụng theo hướng ngang cầu có điểm đặt lấy tại cao độ mực nước thông thuyền.

Khi tính toán tải trọng trong trường hợp này thì hoạt tải thẳng đứng và lực va xô của tàu bè C lấy hệ số biến đổi tải trọng bằng $0,8n_h$. Hệ số biến đổi tải trọng của tĩnh tải phải lấy hai trường hợp là $n_t > 1$ và $n_t = 0,9$.

Ứng lực tổng cộng tác dụng lên trụ tại mặt cắt I - I sẽ là:

$$\sum N = N'_n + N''_n + N_0 + N_{ng} + N'_h + N''_h \quad (9.6)$$

$$\sum T = W \text{ hoặc } \sum T = S + C \quad (9.7)$$

$$\sum M = (N'_h + N''_h) \cdot e_h + n_{ng} \cdot N_{ng} + W \cdot H_w \quad (9.8)$$

hoặc $\sum M = (N'_h + N''_h) \cdot e_h + n_{ng} \cdot N_{ng} + S \cdot h_s + C \cdot h_c$

Trong đó:

$N_h = N'_h + N''_h$ - Áp lực do hoạt tải đặt trên hai nhịp.

e_h - Độ lệch tâm của hoạt tải (hình 9.14c).

N_{ng} - Áp lực do hoạt tải trọng người đặt trên một lề người đi.

e_{ng} - Độ lệch tâm của tải trọng người (khoảng cách tính từ trọng tâm lề người đi đến tim trụ).

W và h_w - Lực gió tác dụng lên kết cấu nhịp và trụ cầu theo phương ngang cầu và cánh tay đòn khi tính mômen đối với lực gió (khoảng cách tính từ trọng tâm diện tích chắn gió đến đỉnh móng).

S và h_s - Lực lác ngang của hoạt tải và cánh tay đòn khi tính mômen đối với lực lác ngang (khoảng cách tính từ mặt cầu xe chạy đến đỉnh móng).

C và h_c - Lực va xô của tàu bè vào trụ cầu theo phương ngang cầu và cánh tay đòn khi tính mômen đối với lực va xô của tàu bè (khoảng cách tính từ mực nước thông thuyền đến đỉnh móng).

b. Tính toán kiểm tra các tiết diện của trụ

Sau khi xác định được ứng lực tác dụng bất lợi nhất phải tính toán kiểm tra các tiết diện trụ cầu với từng tổ hợp tải trọng riêng biệt.

Với tổ hợp tải trọng thứ nhất, chỉ kiểm tra theo trạng thái giới hạn thứ nhất về cường độ của vật liệu, với tải trọng tính toán và hệ số biến đổi tải trọng của tĩnh tải $n_t > 1$.

Với tổ hợp tải trọng thứ hai cũng kiểm tra như trên, nhưng kể tới áp lực thủy tĩnh nhỏ nhất. Mặt khác phải kiểm tra ổn định vị trí về lật và trượt với tải trọng tính toán, nhưng hệ số biến đổi tải trọng của hoạt tải bằng $0,8n_h$, hệ số biến đổi tải trọng của tĩnh tải $n_t = 0,9$ và áp lực thủy tĩnh lớn nhất. Ngoài ra phải kiểm tra vị trí của hợp lực chủ động tiêu chuẩn có kể tới áp lực thủy tĩnh lớn nhất.

Tính toán cường độ theo tiết diện trụ, người ta tính theo cấu kiện chịu nén đúng tâm hay lệch tâm.

1) - Tính toán kiểm tra tiết diện trụ về cường độ theo cấu kiện chịu nén đúng tâm (hình 9.15a).

Điều kiện kiểm toán:

$$\frac{\sum N}{\varphi \cdot F} \leq R_b \quad (9.9)$$

Trong đó: F - Diện tích tiết diện tính toán.

φ - Hệ số giảm khả năng chịu tải khi nén có uốn dọc, theo quy trình thiết kế cầu công theo trạng thái giới hạn 22 TCN 18 - 79, hệ số này được xác định bằng bảng tính sẵn phụ thuộc vào hệ số đặc trưng độ mảnh β hay λ .

Với trụ bằng bê tông hoặc bê tông đá hộc: $\beta = \frac{l_0}{b}$ và $\lambda = \frac{l_0}{r}$.

Với trụ bằng đá xây: $\beta = \frac{0,8l_0}{b}$ và $\lambda = \frac{0,8l_0}{r}$.

b - Kích thước nhỏ nhất của tiết diện.

$r = \sqrt{\frac{I_{\min}}{F}}$ - Bán kính quán tính nhỏ nhất của tiết diện mặt cắt ngang.

l_0 - Chiều dài tự do của cầu kiện. Đối với trụ cầu toàn khối khi xác định hệ số uốn dọc, người ta xem nó như một thanh có một đầu tại đỉnh móng liên kết ngàm còn đầu kia là liên kết khớp tại đỉnh trụ. Khi đó chiều dài tự do $l_0 = 0,7H$ với H là chiều cao từ mũ trụ đến đỉnh móng.

2) - Tính toán kiểm tra tiết diện trụ về cường độ theo cấu kiện chịu nén lệch tâm (hình 9.15b).

Khi tính toán về cường độ còn phụ thuộc vào trị số độ lệch tâm tương đối lớn hay nhỏ.

- Khi độ lệch tâm nhỏ thì tỷ số: $\frac{S_n}{S_0} \geq 0,8$, đối với tiết diện chữ nhật: $\frac{e_0}{y} \leq 0,45$.

- Khi độ lệch tâm lớn thì tỷ số: $\frac{S_n}{S_0} < 0,8$, đối với tiết diện chữ nhật: $\frac{e_0}{y} > 0,45$.

Trong đó: $S_n = F_n y_n$ - Là mômen tĩnh của tiết diện vùng nén F_n đối với cạnh của tiết diện có ứng suất nhỏ.

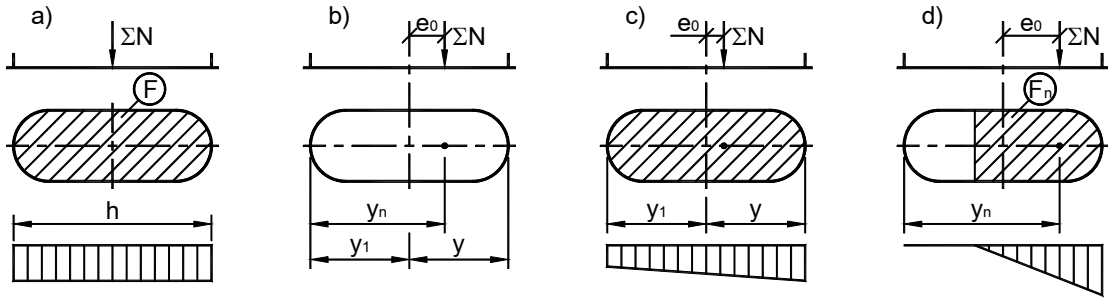
F_n - Diện tích vùng chịu nén của tiết diện.

y_n - Khoảng cách từ trọng tâm vùng diện tích chịu nén đến cạnh của tiết diện có ứng suất nhỏ. Xác định diện tích vùng chịu nén từ điều kiện trọng tâm vùng chịu nén trùng với điểm đặt của hợp lực ΣN .

$e_0 = \frac{\sum M}{\sum N}$ - Là độ lệch tâm của ứng lực ΣN đối với trọng tâm tiết diện tính toán

toàn bộ.

$S_0 = F y_1$ - Là mômen tĩnh của toàn bộ tiết diện F đối với cạnh của tiết diện có ứng suất nhỏ.



Hình 9.15 Sơ đồ tính toán ứng suất trên tiết diện thân trụ
a) - Khi trụ chịu nén đúng tâm; b) - Sơ đồ tổng quát khi trụ chịu nén lệch tâm
c) - Khi độ lệch tâm nhỏ; d) - Khi độ lệch tâm lớn

- Kiểm toán trụ khi chịu nén lệch tâm nhỏ (hình 9.15c).

Điều kiện kiểm toán:

$$\frac{\sum N \cdot e}{\varphi \cdot S_0} \leq R_b \quad (9.10)$$

Nếu tiết diện hình chữ nhật điều kiện kiểm toán theo công thức:

$$\frac{\sum N}{\varphi \cdot F} \left(1 + \frac{2e_0}{h} \right) \leq R_b \quad (9.11)$$

Trong đó: h - là kích thước lớn của tiết diện chữ nhật.

$e = y_n$ - Khoảng cách từ điểm đặt lực ΣN cạnh của tiết diện có ứng suất nhỏ, còn các ký hiệu khác và cách xác định như ở trên.

- Kiểm toán trụ khi chịu nén lệch tâm lớn (hình 9.15d).

Điều kiện kiểm toán:

$$\frac{\sum N}{\varphi_u \cdot F_n} \leq R_u \quad (9.12)$$

Trong đó: $\varphi_u = \varphi$ - Nếu trụ làm bằng bê tông hay bê tông đá học.

$$\varphi_u = \frac{\varphi + \varphi_n}{2} \quad \text{- Nếu trụ làm bằng đá xây.}$$

φ_n - Hệ số giảm khả năng chịu tải đối với diện tích F_n phụ thuộc vào các trị số

$$\beta = \frac{h'}{a_n} \quad \text{và} \quad \lambda = \frac{h'}{r_n}$$

a_n và r_n - Là chiều cao và bán kính quán tính của diện tích vùng nén F_n .

h' - Chiều cao của phần cấu kiện có biểu đồ mômen uốn một đầu.

3) - Tính toán ổn định vị trí.

- Ổn định chống lật.

Điều kiện ổn định về chống lật:

$$\frac{M_l}{M_{gh}} \leq m \quad (9.13)$$

Trong đó: M_l - Mômen lật tính toán được xác định: $M_l = \Sigma Ne_0$.

M_{gh} - Mômen lật giới hạn được xác định: $M_{gh} = y\Sigma N$.

Như vậy điều kiện chống lật (9.13) có thể được viết dưới dạng khác:

$$\frac{M_l}{M_{gh}} = \frac{\sum Ne_0}{y \sum N} = \frac{e_0}{y} \leq m \quad (9.14)$$

Với $m = 0,8$ - là hệ số điều kiện làm việc.

- Ổn định chống trượt.

Điều kiện ổn định về chống trượt:

$$\frac{T_{tr}}{T_{gh}} = \frac{\sum T}{\psi \sum N} \leq m \quad (9.15)$$

Trong đó: T_{tr} - Lực trượt tính toán được xác định là tổng các lực ngang.

T_{gh} - Lực trượt giới hạn là lực ma sát giữa các khối xây.

$\psi = 0,6$ - là hệ số ma sát giữa các khối xây.

$m = 0,8$ là hệ số điều kiện làm việc.

- Kiểm tra vị trí hợp lực chủ động tiêu chuẩn.

Điều kiện về vị trí hợp lực chủ động tiêu chuẩn:

$$\frac{e_0}{y} \leq m \quad (9.16)$$

Trong đó:

$e_0 = \frac{\sum M^{tc}}{\sum N^{tc}}$ - Độ lệch tâm của hợp lực ΣN do tải trọng tiêu chuẩn.

m - Hệ số điều kiện làm việc phụ thuộc vào dạng tổ hợp tải trọng. Nếu trụ bằng bê tông, bê tông đá học hoặc đá xây thì:

+ Khi tính với tổ hợp tải trọng cơ bản : $m = 0,5$.

+ Khi tính với tổ hợp tải trọng phụ : $m = 0,6$.

+ Khi tính với tổ hợp tải trọng đặc biệt: $m = 0,7$.

Đối với trụ bê tông cốt thép, mà hàm lượng thép bố trí không nhỏ hơn 0,05% diện tích tiết diện tính toán, thì hệ số điều kiện làm việc trên được tăng lên 10%.

Kiểm tra điều kiện này chính là hạn chế độ mở rộng vết nứt ở vùng kéo trong giới hạn cho phép.

Nếu trụ toàn khối có tiết diện ngang thay đổi (thân trụ làm thành bậc) thì cũng phải kiểm toán điều kiện này ở các tiết diện với các tổ hợp tải trọng trên.

CÂU HỎI ÔN TẬP

69. Tại sao cầu có mô trụ dẹt cần phải phân chia thành các “liên”. Chiều dài mỗi liên và chiều dài nhịp như thế nào là hợp lý?

70. Phân biệt sự khác nhau giữa trụ nhiệt độ và trụ neo đối với cầu có mố trụ dẹt. Chiều cao của trụ dẹt trong phạm vi nào là hợp lý. Tại sao?
71. Trình bày cấu tạo và điều kiện sử dụng, ưu nhược điểm của các loại trụ dẹt.
72. Trình bày cấu tạo và điều kiện sử dụng, ưu nhược điểm của các loại trụ cứng đổ bê tông tại chỗ.
73. Trình bày cấu tạo và điều kiện sử dụng, ưu nhược điểm của các loại trụ cầu nửa lắp ghép.
74. Trình bày cấu tạo và điều kiện sử dụng, ưu nhược điểm của các loại trụ cầu lắp ghép.
75. Trình bày cấu tạo và điều kiện sử dụng, ưu nhược điểm của các loại mố cầu dùng cho cầu dầm.
76. Trình bày nội dung xác định ứng lực tính toán tác dụng lên trụ trong các tổ hợp tải trọng khi tính toán trụ đặc của cầu dầm giản đơn.
77. Nội dung các kiểm tra tính duyệt về cường độ đối với trụ đặc của cầu dầm giản đơn.
78. Nội dung các kiểm tra tính duyệt về ổn định vị trí đối với trụ đặc của cầu dầm giản đơn.

Chương 10 GỐI CẦU (BEARINGS)

10.1. Giới thiệu chung

Gối cầu là bộ phận trung gian giữa kết cấu phần trên và phần dưới của công trình cầu. Nhiệm vụ của gối là truyền áp lực tập trung từ kết cấu nhịp xuống móng trụ cầu và cho phép kết cấu nhịp chuyển vị dưới tác dụng của tải trọng và của nhiệt độ thay đổi (hình 10.1).

Để phù hợp với sơ đồ tĩnh học của kết cấu nhịp, gối cầu được cấu tạo thành hai loại là: gối cố định và gối di động. Cấu tạo gối di động phải thoả mãn các yêu cầu sau.

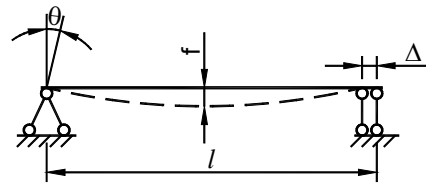
- Bảo đảm chuyển vị dọc tự do của đầu kết cấu nhịp khi có tác dụng của tải trọng hay của sự thay đổi nhiệt độ.

- Bảo đảm chuyển vị tự do của mặt cắt đầu dầm.

- Cản trở chuyển vị ngang của kết cấu nhịp theo hướng ngang cầu.

Yêu cầu về cấu tạo của gối cố định chỉ khác gối di động ở chỗ là phải cản trở chuyển vị dọc của đầu kết cấu nhịp.

Kết cấu nhịp càng dài, tải trọng càng lớn thì phản lực gối càng lớn, các chuyển vị dài và chuyển vị góc cũng càng lớn. Do vậy cấu tạo gối càng phức tạp.



Hình 10.1 Sơ đồ làm việc của gối cầu

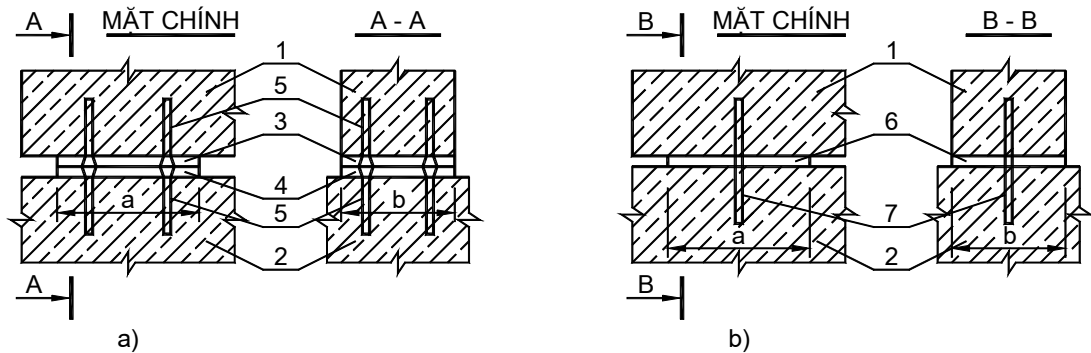
10.2. Cấu tạo gối cầu dầm bê tông cốt thép

10.2.1. Gối thép bản phẳng

Với cầu dầm giản đơn nhịp nhỏ và kết cấu nhịp bản có chiều dài nhịp dưới 9m có thể dùng lớp đệm bằng a-mi-ăng, giấy dầu hoặc bao tải tấm nhựa đường hay rải vữa xi măng thay cho gối cầu. Tuy nhiên vì kết cấu nhịp bản có trọng lượng nhỏ nên dễ bị trượt. Để chống trượt, ta phải đặt các thanh chốt thép thẳng đứng để liên kết kết cấu nhịp với móng trụ.

Các dầm giản đơn có sườn với chiều dài nhịp từ 9m đến 12m có thể dùng gối thép kiểu bản phẳng có cấu tạo trên hình 10.2. Gối gồm các bản thép dày từ 10 đến 20mm. Gối di động (hình 10.2a) gồm hai bản thép có thể trượt tương đối so với nhau, bề mặt tiếp xúc giữa chúng được mài nhẵn và bôi than chì. Bản thép dưới gối là thớt dưới, được liên kết chặt với bệ kê gối ở mũ móng hoặc trụ nhờ các cốt thép neo. Gối cố định (hình 10.2b) chỉ có một bản thép phẳng và chốt thép thẳng đứng xuyên qua và ăn sâu vào đáy sườn dầm ở phía trên và mũ móng ở phía dưới.

Khi kết cấu nhịp bên trên bị biến dạng thì gối cố định cho phép đầu dầm chuyển vị xoay có tâm quay tại tim bản thép gối (chỗ có chốt thép xuyên qua). Đối với gối di động cho phép đầu dầm chuyển vị dọc được nhờ bản thép thốt trên trượt lên bản thép thốt dưới, chuyển vị xoay của đầu dầm có tâm quay tại tim thốt gối.



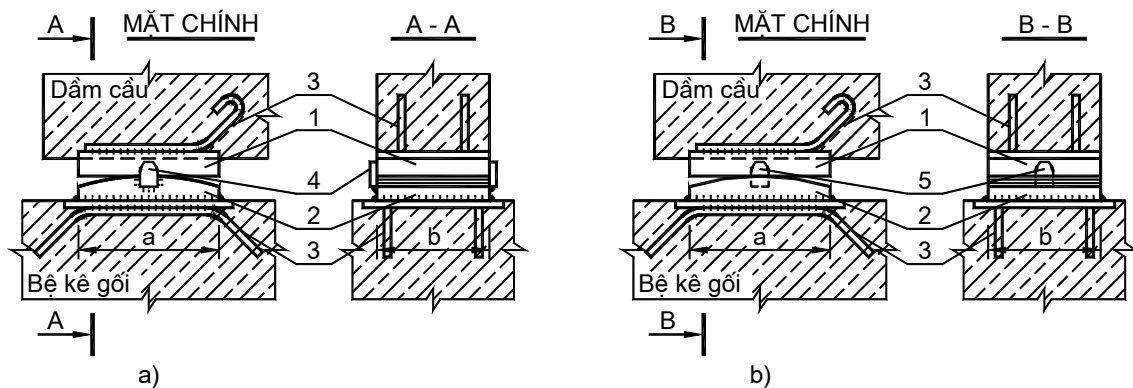
Hình 10.2 Cấu tạo gối thép kiểu bản phẳng dùng trong cầu bê tông cốt thép

a) - Gối di động; b) - Gối cố định

1 - Dầm cầu; 2 - Bộ kê gối; 3 - Bản thép thốt trên; 4 - Bản thép thốt dưới
5 - Cốt thép neo; 6 - Bản thép thốt gối; 7 - Chốt thép

10.2.2. Gối tiếp tuyến

Loại gối này được sử dụng cho các cầu dầm có chiều dài nhịp từ 12 đến 18m. Cấu tạo gối (hình 10.3) gối cố định và di động có cấu tạo gần giống nhau chỉ khác nhau ở chỗ gối cố định có chốt thẳng đứng ngăn cản chuyển dịch tương đối của hai thốt gối với nhau còn gối di động không có chốt thép mà có hai bản thép ốp bên ngoài được hàn với thốt dưới để chống xô dịch ngang. Thốt gối dưới bằng thép dày từ 40 đến 50mm có mặt cong lồi phía trên được mài nhẵn và bôi trơn. Thốt trên là bản thép phẳng dày 30 đến 40mm và được gắn chặt với đầu dầm.



Hình 10.3 Cấu tạo gối tiếp tuyến dùng trong cầu bê tông cốt thép

a) - Gối di động; b) - Gối cố định

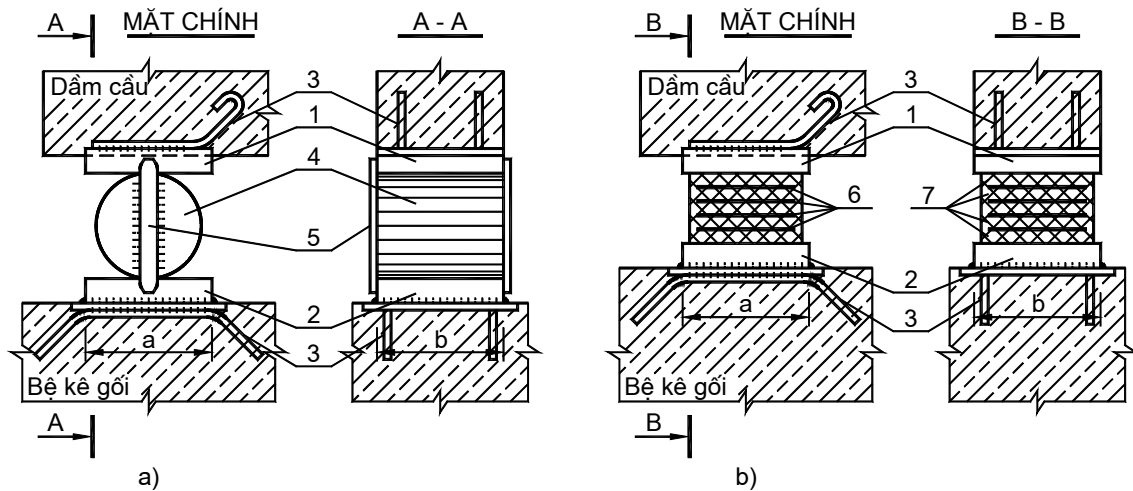
1 - Bản thép thốt trên; 2 - Bản thép thốt dưới; 3 - Cốt thép neo
4 - Bản thép ốp ngoài chống xô dịch ngang; 5 - Chốt thép gối

Khi kết cấu nhịp bên trên bị biến dạng thì gối cố định cho phép đầu dầm chuyển vị xoay có tâm quay tại điểm tiếp xúc giữa thốt trên và thốt dưới. Đối với gối di động cho phép

đầu dầm chuyển vị dọc được nhờ bản thép thót trên trượt trên mặt cong bản thép thót dưới, chuyển vị xoay của đầu dầm có tâm quay tại tim thót gối (vị trí tiếp xúc giữa hai thót gối).

10.2.3. Gối con lăn

Trường hợp kết cấu nhịp có chiều dài lớn hơn 18m. Gối cố định kiểu tiếp tuyến còn gối di động kiểu con lăn.



Hình 10.4 Cấu tạo gối con lăn thép và gối cao su dùng trong cầu bê tông cốt thép

a) - Gối di động con lăn thép; b) - Gối cao su

1 - Bản thép thót trên; 2 - Bản thép thót dưới; 3 - Cốt thép neo; 4 - Con lăn thép

5 - Bản thép ốp ngoài chống xô dịch ngang; 6 - Thép bản dày 2mm

7 - Cao su dày 5mm

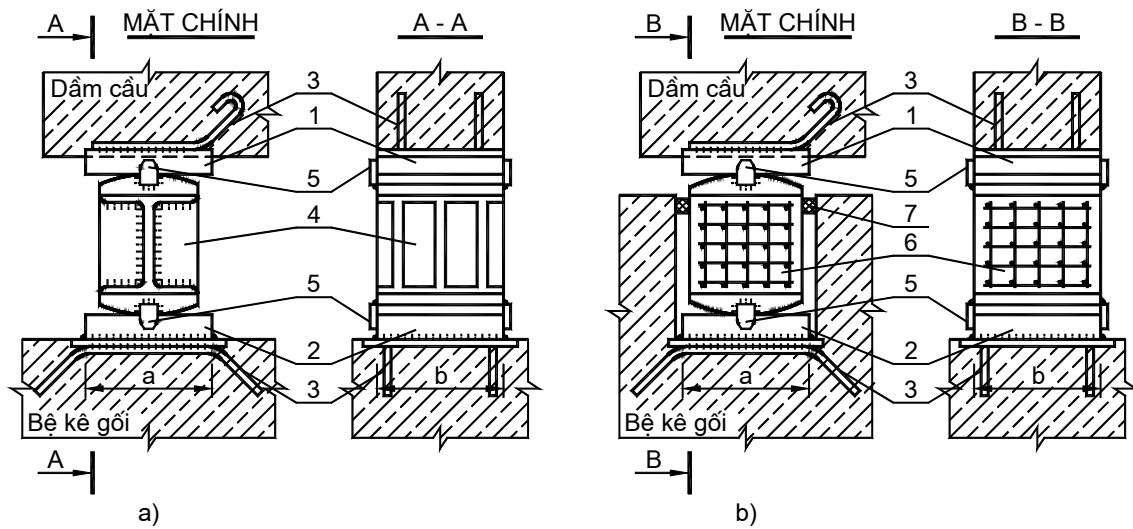
Gối con lăn (hình 10.4a) có con lăn bằng thép đúc đường kính từ 12 đến 20cm. Khi phân lực gối và chuyển vị lớn gối dùng con lăn vát cạnh (trụ lắc) bằng thép hoặc bê tông cốt thép (hình 10.5).

Khi kết cấu nhịp bên trên bị biến dạng thì cho phép đầu dầm chuyển vị dọc được nhờ con lăn xoay, chuyển vị xoay của đầu dầm có tâm quay tại điểm tiếp xúc giữa thót trên và con lăn.

10.2.4. Gối cao su

Được sử dụng cho kết cấu nhịp có chiều dài nhỏ hơn 24m. Gối có cấu tạo trên hình 10.4b. Gối gồm một số tấm cao su mỏng bề dày từ 5 đến 25mm bằng cao su nguyên chất hoặc cao su tổng hợp đặt xen kẽ các thép tấm dày từ 1 đến 2mm. Lá thép trong tấm gối cao su sẽ chịu lực như các cốt thép, nó giữ không cho các lớp cao su nở hông, tăng độ cứng của gối và giảm độ ép cao su dưới tác dụng của lực thẳng góc với mặt phẳng của tấm gối.

Tính chất đàn hồi của cao su thoả mãn được chuyển vị dọc và xoay của điểm tựa đồng thời cũng làm cho gối chịu được lực ngang do hãm xe và do độ dốc kết cấu nhịp sinh ra. Gối cao su không phân biệt rõ là gối cố định hay di động mà nó phụ thuộc vào vị trí lực tác dụng. Mặt khác do tính chất của cao su nên gối cao su có cho phép một độ biến dạng ngang nhỏ.



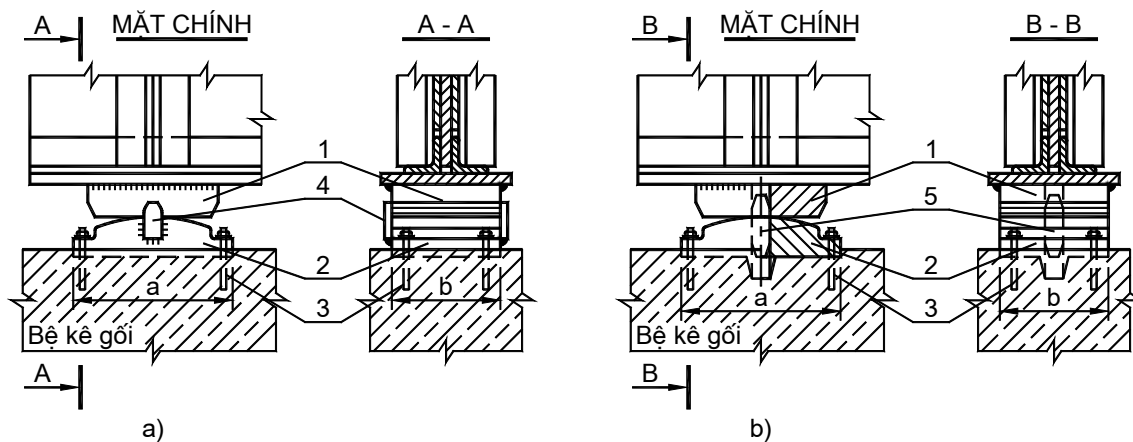
Hình 10.5 Cấu tạo gối di động kiểu trụ lắc dùng trong cầu bê tông cốt thép

a) - Gối di động trụ lắc thép; b) - Gối di động trụ lắc BTCT

1 - Bản thép thót trên; 2 - Bản thép thót dưới; 3 - Cốt thép neo; 4 - Trụ lắc thép
5 - Bản thép ốp ngoài chống xô dịch ngang; 6 - Trụ lắc BTCT; 7 - Đệm phòng nước

10.3. Cấu tạo gối cầu dầm thép

10.3.1. Gối tiếp tuyến



Hình 10.6 Cấu tạo gối tiếp tuyến dùng trong cầu thép

a) - Gối di động; b) - Gối cố định

1 - Thót trên; 2 - Thót dưới; 3 - Bu lông neo

4 - Bản thép ốp ngoài chống xô dịch ngang; 5 - Chốt thép gối

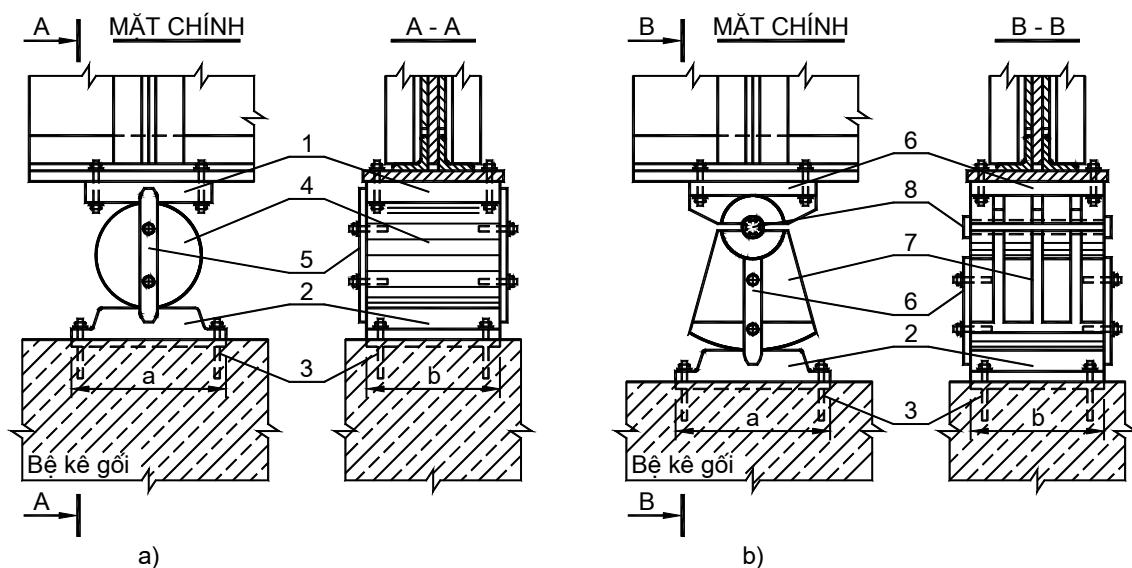
Gối tiếp tuyến thường dùng cho kết cấu nhịp có chiều dài nhỏ hơn 25m. Gối có cấu tạo trên hình 10.6. Thót trên và dưới đều bằng thép, thót gối dưới có mặt cong lồi phía trên được mài nhẵn và bôi trơn. Trong gối tiếp tuyến chuyên vị xoay nhờ thót trên phẳng tựa trên

mặt cong của thốt dưới, còn chuyển vị dọc thực hiện được nhờ sự trượt giữa mặt phẳng thốt trên và mặt cong của thốt dưới.

10.3.2. Gối con lăn

Gối con lăn thường dùng cho kết cấu nhịp có chiều dài từ 25 đến 30m. Cấu tạo gối (hình 10.7a) gối gồm có thốt trên, thốt dưới và một con lăn ở giữa. Con lăn có đường kính khoảng 220mm. Thốt trên liên kết với dầm thép bằng bulông, thốt dưới liên kết với đá kê gối bằng bulông neo. Giữa thân con lăn có khắc lõm theo đường cong bán kính 280mm để cho hai gờ nổi của thốt trên và thốt dưới ăn vào tránh cho con lăn và thốt trên di động theo phương ngang. Ở hai đầu con lăn có bố trí các bản thép nhỏ ăn vào và khắc lõm của thốt trên và dưới nhằm giữ cho con lăn không trượt ra ngoài.

Đối với gối con lăn chuyển vị dọc của dầm thép do con lăn xoay cho phép kết cấu nhịp có chuyển vị dọc, chuyển vị xoay có tâm quay tại điểm tiếp xúc giữa thốt trên và con lăn.



Hình 10.7 Cấu tạo gối di động con lăn thép và gối con quay hình quạt dùng trong cầu thép
a) - Gối di động con lăn thép; b) - Gối di động con quay hình quạt

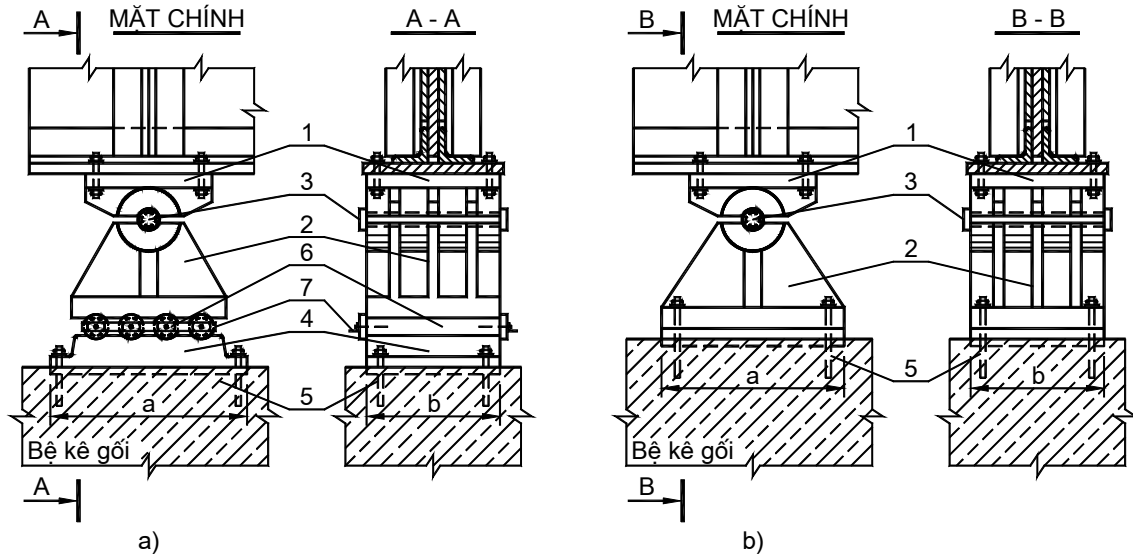
1 - Thốt trên; 2 - Thốt dưới; 3 - Bulông neo; 4 - Con lăn thép
5 - Thép ốp chống xô dịch; 6 - Con quay trên; 7 - Con quay dưới hình quạt
8 - Khớp gối hình trụ

10.3.3. Gối con quay hình quạt

Gối con quay hình quạt thường dùng cho kết cấu nhịp có chiều dài trên 30m. Gối có cấu tạo (hình 10.7b) gối gồm có con quay trên, khớp hình trụ, con quay dưới hình quạt và thốt dưới liên kết với đá kê gối bằng bulông neo. Con quay trên có sườn và gờ ở mép để tăng độ cứng. Khớp của gối hình trụ hai đầu mở rộng ra thành hình mũ đỉnh nhằm giữ cho con quay không xô dịch ngang. Để tránh cho con quay dưới bị xiên lệch hay trượt ngang, con quay được khắc lõm ăn sâu vào 22mm để ăn vào một gờ của thốt dưới. Gối con quay hình quạt khi con quay dưới xoay sẽ cho phép kết cấu nhịp có chuyển vị dọc, chuyển vị xoay của đầu dầm có tâm quay tại tâm của khớp gối.

10.3.4. Gối con quay có khớp

Gối con quay có khớp được dùng cho kết cấu nhịp khẩu độ vừa và lớn. Cấu tạo gối (hình 10.8) gối di động và cố định có cấu tạo gần giống nhau chỉ khác ở chỗ là gối cố định không bố trí các con lăn. Gối di động có các con lăn được liên kết với nhau bởi đoạn thép góc bất vào đúng tâm của từng con lăn để giữ cự ly giữa các con lăn không thay đổi. Các con lăn có khắc lõm ở giữa thân và ăn vào gờ của con quay dưới để giữ cho con lăn không bị trượt ra ngoài. Khi con lăn xoay (gối di động) cho phép kết cấu nhịp có chuyển vị dọc, chuyển vị xoay có tâm quay tại tâm của khớp gối.



Hình 10.8 Cấu tạo gối con quay có khớp dùng trong cầu thép

a) - Gối di động ; b) - Gối cố định

1 - Con quay trên; 2 - Con quay dưới; 3 - Khớp gối hình trụ; 4 - Thốt dưới
5 - Bu lông neo; 6 - Con lăn; 7 - Thép góc liên kết đầu con lăn

10.4. Tính toán gối cầu

Như đã giới thiệu ở trên, gối cầu có nhiều loại, cấu tạo của nó phụ thuộc vào chiều dài nhịp và loại kết cấu nhịp bên trên. Việc tính toán đối với các gối cầu nhịp lớn khá phức tạp. Nên ở đây chúng tôi chỉ giới thiệu phương pháp tính toán gối về khả năng chịu lực cho gối thép và bê tông cốt thép dùng trong cầu dầm bê tông cốt thép.

Gối cầu được tính toán với phản lực gối A do tải trọng tính toán, tức là kể cả hệ số vượt tải và xung kích.

Thông thường chiều rộng b của sườn dầm tại vị trí kê gối đã được biết trước, như vậy kích thước a của thốt gối dọc theo nhịp sẽ được xác định.

$$a = \frac{A}{bR_{em}} \quad (10.1)$$

Trong đó:

R_{em} - Cường độ tính toán chịu ép mặt của bê tông, xác định theo công thức:

$$R_{em} = \gamma R_b \quad (10.2)$$

R_b - Cường độ tính toán chịu nén dọc trục của bê tông (Bảng 3 - 1).

γ - Là hệ số chuyển đổi được xác định theo công thức tính toán sau:

$$\gamma = \sqrt[3]{\frac{F}{F_{em}}} \quad (10.3)$$

F_{em} - Diện tích chịu ép mặt (phần diện tích gạch chéo hai chiều dưới thốt gối trên hình 10.9).

F - Diện tích tính toán chịu tải trọng, trọng tâm của nó trùng với trọng tâm của diện tích chịu ép mặt F_{em} (phần diện tích gạch chéo // của đệm gối trên hình 10.9).

Tuy nhiên về cấu tạo a không được nhỏ hơn 18cm đến 20cm. Bán kính con lăn được xác định từ tính toán chịu ép (quy ước) của tiết diện cắt qua đường kính. Ta có hệ thức tính toán:

$$A = R_c 2rb_1$$

Trong đó:

b_1 - Chiều dài tiếp xúc của con lăn.

$R_c = 0,04R_0$ - với R_0 là cường độ tính toán chịu lực dọc trục của thép làm con lăn (với thép CT3 cầu thì $R_0 = 2000\text{kG/cm}^2$), còn 0,04 là hệ số chuyển đổi từ khả năng chịu lực dọc trục của thép sang cường độ chịu ép theo đường kính của con lăn khi tiếp xúc tự do.

Nếu đường kính con lăn tính theo công thức (10.4) lớn hơn 20cm đến 25cm, khi đó ta có thể dùng con lăn vát cạnh bằng thép hoặc bê tông cốt thép. Chiều rộng của con lăn vát có thể lấy $a \approx r$.

Các tấm thốt của gối cầu để tuyến phân lực cũng phải kiểm tra về uốn. Chiều dày δ của thốt gối thường từ 3 đến 5cm. Vì phân lực gối A phân bố đều trên mặt phẳng tiếp xúc nên mômen tính theo đường tim của thốt gối coi như một đầu ngàm tại tim thốt trên còn một đầu tự do:

$$M = \frac{A}{a} \cdot \frac{a}{2} \cdot \frac{a}{4} = \frac{Aa}{8} \quad \text{và} \quad \sigma = \frac{M}{W} = \frac{6M}{b\delta^2} \leq R_0 \quad (10.5)$$

Nếu gối con lăn bê tông cốt thép, cường độ của bê tông tiết diện gối cũng cần phải kiểm tra:

$$A \leq R_b F_b + R_t F_t \quad (10.6)$$

Trong đó:

F_b - Diện tích tiết diện bê tông.

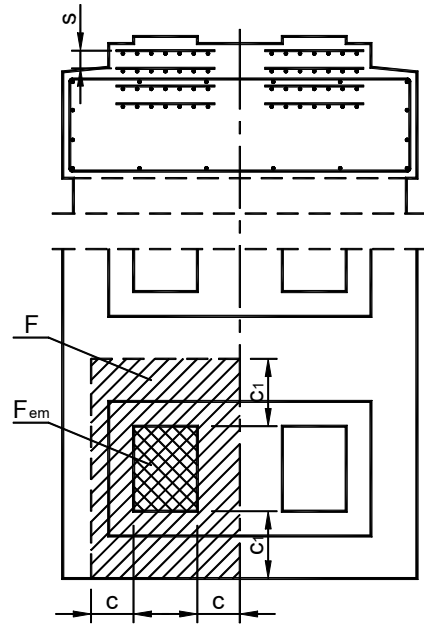
F_t - Tiết diện cốt thép thẳng đứng, khung cốt thép này ở giữa tấm thốt trên và tấm thốt dưới bố trí trong bê tông.

Khi kiểm tra điều kiện nén cục bộ của bê tông dưới thốt gối, người ta tính cốt thép gián tiếp bố trí dạng lưới theo công thức:

$$A \leq \theta R_b F_{em} + \mu_k R_t F'_b \quad (10.7)$$

Trong đó:

R_b và R_t - Cường độ tính toán của bê tông và cốt thép lưới.



Hình 10.9 Sơ đồ tính toán gối cầu

$$(10.4)$$

F'_b - Diện tích bê tông bên trong chu vi của lưới cốt thép, tính theo các thanh viền ngoài (xung quanh) lưới.

$$\theta = 4 - 3\sqrt{\frac{F_{em}}{F}} \quad \text{- Là hệ số xét tới ảnh hưởng của lõi bê tông } (2 \leq \theta \leq 3,5).$$

F_{em} và F - Diện tích chịu ép mặt và diện tích tính toán như đã nêu ở trên.

μ_k - Hệ số thể tích của cốt thép phụ được xác định bằng công thức:

$$\mu_k = \frac{n_1 f_1 l_1 + n_2 f_2 l_2}{l_1 l_2 s} \quad (10.8)$$

Trong đó:

n_1, f_1 và l_1 - Là số lượng cốt thép, diện tích tiết diện và chiều dài của lưới cốt thép tính theo một hướng.

n_2, f_2 và l_2 - Cũng như trên nhưng tính theo hướng khác.

s - Là khoảng cách giữa các lưới (hình 10.9).

CÂU HỎI ÔN TẬP

79. Nhiệm vụ của gối cầu là gì? Trình bày những yêu cầu cơ bản về cấu tạo của gối cầu.
80. Trình bày trường hợp sử dụng, cấu tạo và phân tích hoạt động chuyển vị của từng loại gối cầu dùng trong cầu dầm bê tông cốt thép.
81. Trình bày trường hợp sử dụng, cấu tạo và phân tích hoạt động chuyển vị của từng loại gối cầu dùng trong cầu dầm thép.
82. Tại sao cùng một tên gọi gối tiếp tuyến hoặc gối con lăn, nhưng cấu tạo có chỗ giống và khác nhau khi dùng cho cầu dầm bê tông cốt thép và cầu dầm thép.
83. Tại sao trong cầu dầm thép không dùng gối kiểu trụ lác hoặc gối cao su.
84. Trình bày những nội dung về tính toán gối cầu.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Giáo trình “Thiết kế cầu” - Bộ môn cầu - Trường trung học giao thông vận tải khu vực I - 1977.
2. Chu Viết Bình - Nguyễn Quốc Hùng - Hoàng Quang Luận
Nguyễn Văn Nhậm - Nguyễn Minh Nghĩa - Nguyễn Viết Trung.
Công trình nhân tạo trên đường - Tập 1, Tập 2
Trường Đại học Giao thông vận tải - Hà Nội 1991.
3. Tiêu chuẩn kỹ thuật công trình giao thông đường bộ - Tập II
Khảo sát thiết kế - Nhà xuất bản giao thông vận tải - Năm 1996.
4. Tiêu chuẩn kỹ thuật công trình giao thông - Tập VIII
Tiêu chuẩn thiết kế cầu - Nhà xuất bản giao thông vận tải - Năm 2005.

5. Một số hồ sơ thiết kế Năm 1995 của xí nghiệp khảo sát thiết kế cầu lớn hầm Công ty khảo sát thiết kế Bộ giao thông vận tải.
6. Một số hồ sơ thiết kế Năm 1995 - 2005 của Công ty tư vấn khảo sát thiết kế và xây dựng - Tổng công ty xây dựng Trường Sơn và Tổng công ty thiết kế giao thông (TEDI) - Bộ giao thông vận tải.
7. Một số tài liệu, tạp chí thông tin khoa học công nghệ GTVT phục vụ cho cán bộ nghiên cứu - Từ tháng 6/2000 đến nay.
8. N.I.Polivanov ; Người dịch: Nguyễn Trâm - Nguyễn Như Khải.
Thiết kế cầu bê tông cốt thép và cầu thép trên đường ô tô
Nhà xuất bản khoa học kỹ thuật - Hà Nội 1979.

Bài giảng môn học

Cầu thép

(Phần giáo trình nâng cao)

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

TS. LÊ THỊ BÍCH THUY

TÀI LIỆU THAM KHẢO

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

MỤC LỤC

PHẦN I :

CẦU BTCT LIÊN HỢP

PHẦN II :

CẦU DẦM THÉP TIẾT DIỆN HỢP

PHẦN I :

CẦU BTCT LIÊN HỢP

PHẦN II :

CẦU DẦM THÉP TIẾT DIỆN HỢP

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

I. Sự xuất hiện và phát triển của kết cấu nhịp thép – BTCT liên hợp

II. Phân loại kết cấu liên hợp thép – BTCT. Các hình thức gây tạo và điều chỉnh ứng suất

III. Tính kinh tế của kết cấu nhịp thép – BTCT liên hợp

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

I. Tiết diện ngang kết cấu nhịp liên hợp

II. Kết cấu nhịp thép – BTCT liên hợp thông thường (không gây tạo hoặc điều chỉnh ứng suất)

III. Kết cấu nhịp thép – BTCT liên hợp có gây tạo hoặc điều chỉnh ứng suất

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

I. Các giai đoạn làm việc và đặc điểm tính toán khi gây tạo và điều chỉnh ứng suất

II. Sự cùng tham gia làm việc của bản BTCT và thép trong tiết diện liên hợp

III. Tính ảnh hưởng từ biến của bê tông và ép xít mối nối bản lắp ghép

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

I. Các tiêu chuẩn trạng thái giới hạn về cường độ và các trường hợp tính toán của t/d

II. Các công thức kiểm tra cường độ tiết diện thép – BTCT liên hợp theo các trường hợp tính toán

III. Kiểm tra về mỏi của tiết diện thép – BTCT liên hợp

IV. Kiểm tra về nứt

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

I. Ảnh hưởng co ngót của bê tông

II. Ảnh hưởng của nhiệt độ thay đổi

III. Xác định nội lực và ứng suất do co ngót của bê tông và nhiệt độ thay đổi

IV. Kiểm tra cường độ và chống nứt của tiết diện có kể đến co ngót của bê tông và nhiệt độ thay đổi

PHẦN II

CHƯƠNG I : Giới thiệu cầu dầm thép tiết diện hộp

I. Khái niệm

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

III. Giới thiệu một số cầu dầm hộp đã được xây dựng

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

I. Khái niệm

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

III. Tính dầm tiết diện hộp chịu xoắn

IV. Các ví dụ

CHƯƠNG I

KẾT CẤU NHỊP THÉP – BTCT

LIÊN HỢP TRONG XÂY DỰNG CẦU

I. ĐẶC ĐIỂM CHUNG CỦA CẦU THÉP

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

I. ĐẶC ĐIỂM CHUNG CỦA CẦU THÉP

❖ Ưu điểm :

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

I. ĐẶC ĐIỂM CHUNG CỦA CẦU THÉP

❖ Nhược điểm :

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

Hai hướng phát triển :

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

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

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

TÁC DỤNG CỦA BẢN BÊ TÔNG

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

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

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

Bước 2 : Thi công phần bản BTCT

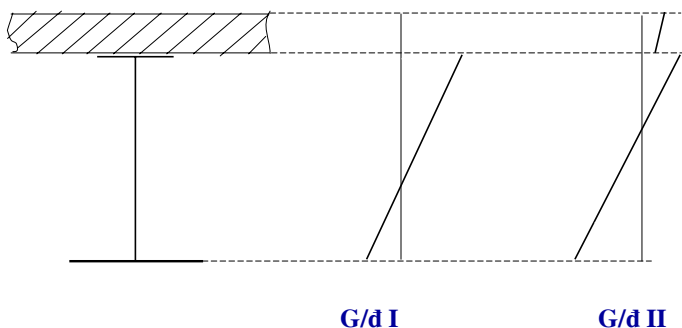
Dầm liên hợp sẽ làm việc theo 2 giai đoạn:

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

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

HƯỚNG PHÁT TRIỂN :

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



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

Đặc điểm :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

CÁC HÌNH THỨC GÂY TẠO VÀ ĐIỀU CHỈNH ỨNG SUẤT

2.1. Phân loại

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

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

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

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

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

Gồm các dạng sau:

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

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

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

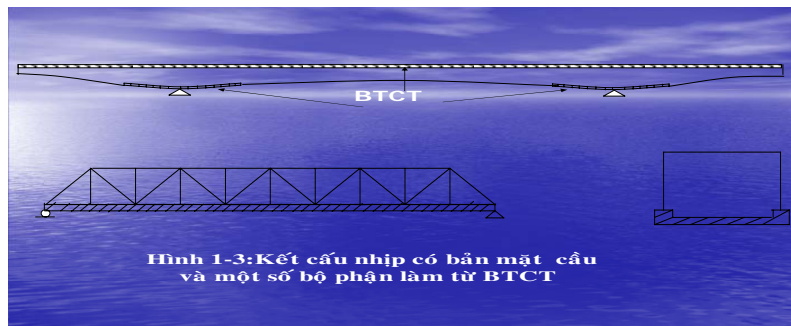


Hình 1-2 : Kết cấu nhịp có bản mặt cầu bằng BTCT

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

Gồm các dạng:

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



Hiện nay :

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

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

Mục đích :

Tận dụng sự làm việc của BTCT

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

Chọn :

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

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

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

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

Tạo ứng suất trước

+ Căng cốt thép, bó cáp hoặc thanh tại một số vị trí

+ Dùng kích để ép bản BTCT

+ Gây chuyển vị thẳng đứng hoặc chất tải phụ \Rightarrow phân phối lại nội lực giữa hai phần thép và BTCT.

+ Tạo đối trọng ở đầu hẫng

+ Căng kéo thêm những bó cốt thép DƯỠ tại gối, dây cáp của kết cấu nhịp cầu treo và cầu dây văng.

Điều chỉnh ứng suất do trọng lượng bản thân kết cấu

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

+ Dầm liên tục : khi thi công để các nhịp biên làm việc như dầm hẫng. Sau khi kết cấu võng xuống do trọng lượng bản thân - kê gối ngoài cùng để thành sơ đồ liên tục.

+ Sau khi tính tải đã tác dụng hoàn toàn mới lắp các thanh phụ thêm : như biến kết cấu dầm thành khung.

+ Thay đổi tỉ lệ các phần tính tải tác dụng trước và sau khi liên hợp phần thép và BTCT.

+ Điều chỉnh nội lực dầm liên tục bằng tải trọng tạm thời.

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

3.1. Ưu điểm:

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

3.2. Nhược điểm :

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

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

CHƯƠNG II

CẤU TẠO KẾT CẤU NHỊP THÉP – BTCT LIÊN HỢP

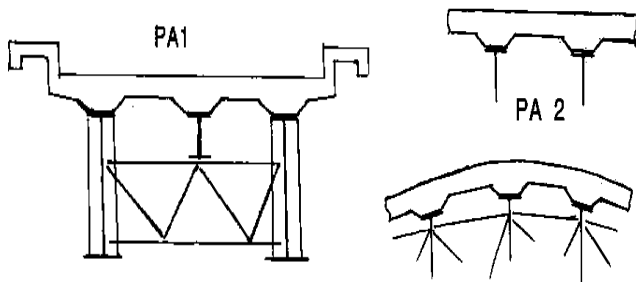
. TIẾT DIỆN NGANG KẾT CẤU NHỊP LIÊN HỢP:

Thường có hai dạng :

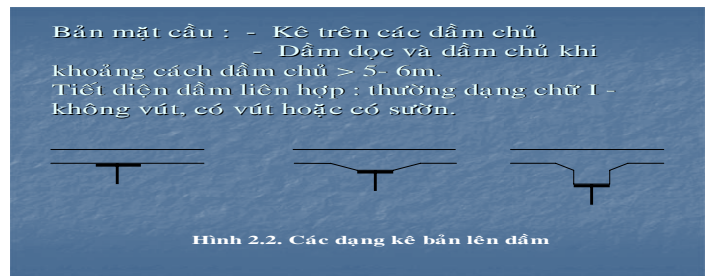
Dạng 1 : có ít dầm chủ, thường là 2. Kết cấu thường có hệ dầm mặt cầu.

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

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



Hình 2.1 : Tiết diện ngang dầm liên hợp



Hình 2.2. Các dạng kê bản lên dầm

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

Nhịp giản đơn: $h/l = 1/16- 1/25$.

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

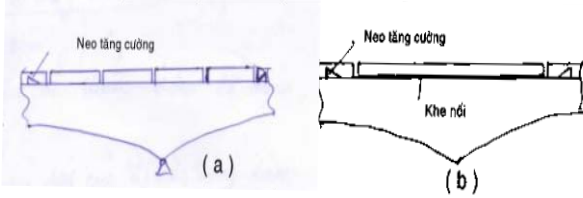
- ❖ **Kết cấu nhịp dầm giản đơn** : bản BTCT nằm ở trên : bản hoàn toàn nằm trong khu vực chịu nén – giống bản BTCT thông thường.
- ❖ **K/c dầm liên tục** : có M âm ở gối : bản rơi vào khu vực chịu kéo \Rightarrow phải có biện pháp xử lý

Các biện pháp xử lý:

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

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

Nhược : nhiều khe biến dạng.



Hình 2.3 :mối nối bản

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Có 2 loại:

- Không dùng cốt thép cường độ cao

- Dùng cốt thép cường độ cao.

3.1. Biện pháp không dùng cốt thép cường độ cao

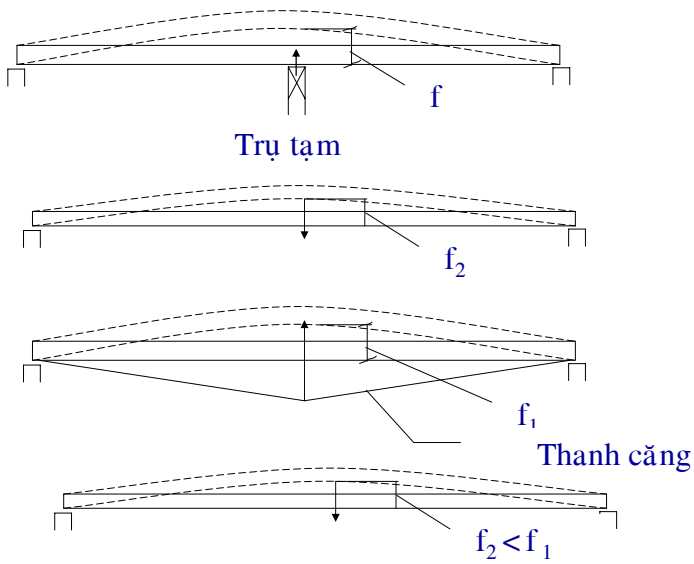
☐ Kết cấu nhịp đơn giản:

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

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

- Tiết kiệm tới 30% thép.

- Nhịp lớn ⇒ hiệu quả thấp. Thi công nhiều nhịp kinh tế hơn.



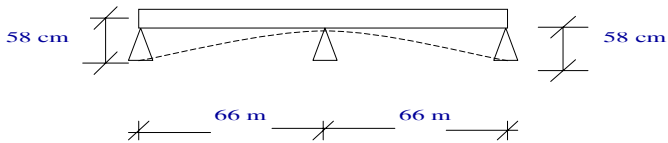
Hình 2.4 : Dùm trụ tạm hoặc thanh cứng

Kết cấu nhịp liên tục và hẫng:

Mục đích : - Tiết kiệm thép

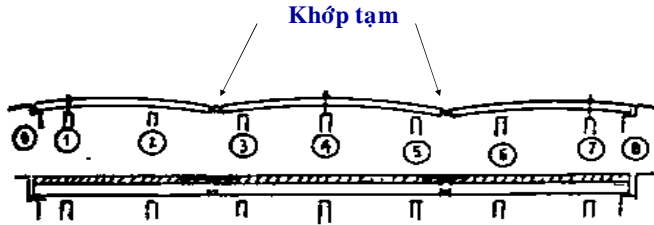
- Chống nứt cho phần bản chịu kéo (M âm) do hoạt tải.

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



Hình 2.5: Hạ hai gối bên dầm liên tục

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



Hình 2.6: Cầu qua thung lũng Lindbach

3.2. Gây tạo ứng suất bằng biện pháp căng cốt

thép cường độ cao:

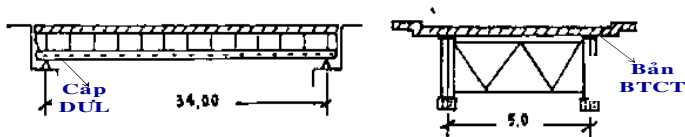
- Ưu điểm : + Sử dụng kết cấu DƯL tại vị trí M âm đảm bảo về mặt kỹ thuật và kinh tế.
+ Tiết kiệm thép tới mức tối đa.

Phân loại : Có thể chia ra các loại sau:

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

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

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



Hình 2.7. Cầu qua kênh Neckan

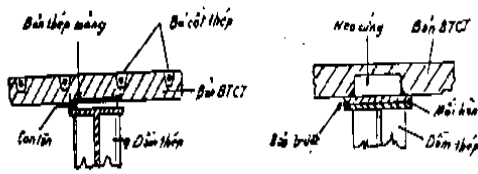
Kết cấu dùng cốt thép cường độ cao gây nén trước dầm thép:

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

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

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

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



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

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

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

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

Ưu điểm:

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

CHƯƠNG III

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

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

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

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

Thông thường có 2 giai đoạn làm việc:

- Giai đoạn 1: Riêng dầm thép. Tải trọng :trọng lượng dầm và bản BTCT.
- Giai đoạn 2: Tiết diện liên hợp thép – BTCT. Tải trọng phần 2
 - Trường hợp một vài bộ phận tiết diện tham gia cùng một lúc : số giai đoạn sẽ ít hơn số bộ phận tiết diện.
 - Sơ đồ tính toán hoặc tác dụng của tĩnh tải có thay đổi trong quá trình một giai đoạn - giai đoạn làm việc sẽ được phân làm các bước nhỏ.

Khái niệm tham gia làm việc của bản : bản được liên kết chặt chẽ với kết cấu thép (cùng làm việc) - hoặc được gây tạo ứng suất trước trên kết cấu thép trước khi liên kết.

Đối với cốt thép cường độ cao, tham gia làm việc là khi căng cốt thép DUL.

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

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

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

Các thành phần nội lực:

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

VÍ DỤ

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

Ta sẽ có :

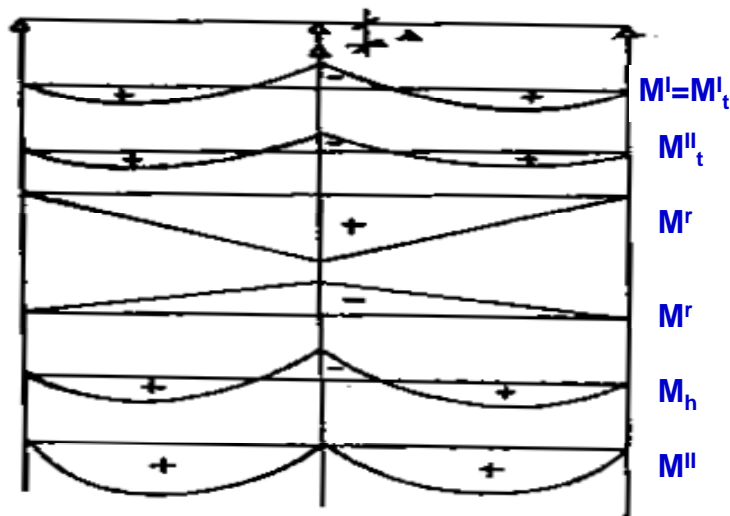
$$M^I = M_t^a + M_t^b + \dots$$

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

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

M_h : Nội lực do hoạt tải thẳng đứng.

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



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

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

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

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

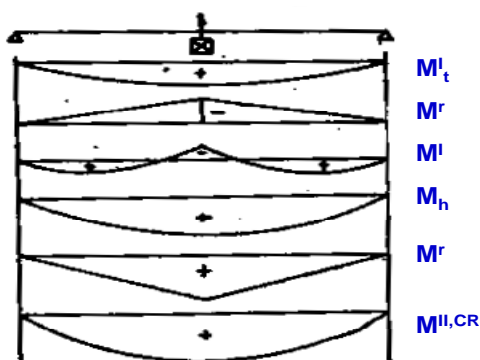
$$M^I = M_t^I - M^r$$

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

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

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

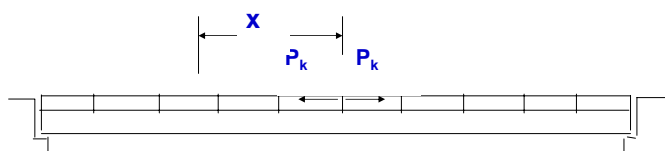
⇨ ứng suất trong phần thép giảm đi và trong phần BTCT tăng lên.



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

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

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



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

Bước a : Gây ứng suất trước.

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

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

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

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

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

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

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

▪ Gây ép trước bằng cách căng cốt thép cường

độ cao

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

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

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

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

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

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

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

1.3. Lực ứng suất trước kiểm tra, tiêu

chuẩn và các loại mất mát:

Khái niệm cơ bản:

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

☞ Có 2 dạng lực kiểm tra:

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

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

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

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

☞ **Trong thời gian đầu xuất hiện:**

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

☞ **Sau một thời gian:**

+ Toàn bộ mất mát do từ biến của BT và ép xít mỗi nối N_T^{CR}

+ Mất mát do co ngót bê tông (trong tổ hợp phụ các tải trọng) $N_T^{(sh)}$

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

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

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

2.1. Giả thiết về tính đàn hồi của bê tông

2.1.Giả thiết về tính đàn hồi của bê tông

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

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

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

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

Trong các bài toán siêu tĩnh :

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

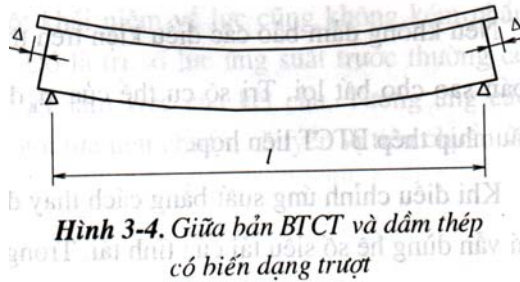
- Ảnh hưởng của sự không tham gia của một phần tiết diện (khi bị kéo nứt) hoặc chuyển từ đàn hồi sang dẻo được bỏ qua.

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

- Các tài liệu lý thuyết và thực nghiệm đã chứng minh: tính chất đàn hồi của mối liên kết giữa bản và dầm ảnh hưởng không đáng kể tới sự phân phối lại nội lực và ứng suất giữa chúng dưới tác dụng của tải trọng.
- GS. M. Borodish dựa trên lý thuyết thanh tổ hợp liên kết đàn hồi với nhau của Rjanishin đã n/c hàng loạt cầu dầm thép BTCT liên hợp đơn giản, cho thấy kết quả tính toán không chênh lệch đáng kể so với giả thiết tiết diện phẳng của kết cấu thép – BTCT liên
 - Nếu tại mỗi nối giữa bản và dầm xuất hiện biến dạng trượt - một phần tải trọng giai đoạn 2 sẽ không truyền cho t/d liên hợp mà phân cho dầm thép và bản BTCT riêng rẽ g_s và g_c .
 - Gọi Δ là độ trượt tương đối giữa bản BTCT và dầm thép tại đầu của dầm liên hợp có nhịp l :

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

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



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

$Z_{C,S}$: khoảng cách từ trọng tâm phần

hợp.
tiết diện bản bê tông tới dầm thép.

Toàn bộ tải trọng: sẽ phân phối lại như sau:

Dầm thép chịu:

Bản BTCT chịu:

Dầm liên hợp chịu:

q : tải trọng do hoạt tải

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

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

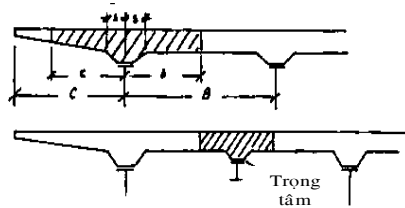
- ❖ Mục đích : làm cho ứng suất lớn nhất thực tế (phân bố không đều) xấp xỉ bằng với ứng suất tính toán (coi như phân bố đều).
- ❖ Sự phân bố ứng suất trong bản không giống nhau trên chiều dài nhịp: ở gối rất chênh lệch, giữa nhịp tương đối đều hơn.
- ❖ Bề rộng tính toán của bản lấy theo điều kiện làm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

Bề rộng cánh bản xác định như sau:

Khi :

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

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



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

Trong đó:

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

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

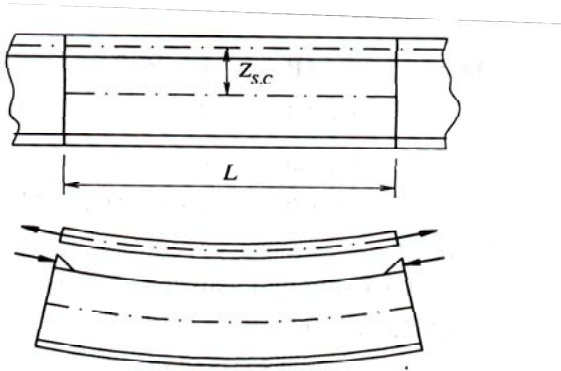
3.1. Quan hệ giữa biến dạng và ứng suất do từ biến của bê tông

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

$$\sigma_c > 0.2R_c$$

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

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



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

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

η_c : biến dạng dẻo tương đối do từ biến

$\bar{\sigma}_c^{CR}$: độ giảm ứng suất do từ biến

$\bar{\xi}_c^{CR} = \frac{\bar{\sigma}_c^{CR}}{E_c}$: Biến dạng đàn hồi tương đối do sự giảm ús.

$\varepsilon_c^{CR} = \eta_c - \bar{\xi}_c^{CR}$: độ tăng biến dạng tương đối do từ biến

Cần xác định các thông số từ biến sau:

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

$$\alpha = - \frac{\bar{\sigma}_c^{CR}}{\sigma_{C(0)}}$$

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

$$\beta = \frac{\varepsilon_c^{CR}}{\varepsilon_{C(0)}} = \frac{\eta_c - \bar{\xi}_c^{CR}}{\varepsilon_{C(0)}}$$

➤ Mô đun đàn hồi có hiệu của bê tông :

$$E_{eff} = \frac{\sigma_{C(0)} - \bar{\sigma}_c^{CR}}{\varepsilon_{C(0)} + \varepsilon_c^{CR}} = \frac{\sigma_{C(0)} - \bar{\sigma}_c^{CR}}{\varepsilon_{C(0)} + \eta_c - \bar{\xi}_c^{CR}}$$

Cần xác định các thông số từ biến sau:

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

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

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

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

➤ Mô đun đàn hồi có hiệu của bê tông :

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

➤ Nếu coi ứng suất do từ biến thay đổi theo cùng qui luật của biến dạng do từ biến và

coi $\sigma_C^{\overline{CR}}$ là đại lượng dương, ta có:

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

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

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

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

Lấy tích phân :

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

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

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

Trong đó :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Với

$$\delta_{ST,C} = \frac{L}{E_c F_{ST}} + \frac{L Z_{C,ST}^2}{E_s I_{ST}}$$

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

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

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

Từ (1) và (2) ta giải ra được:

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

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

➤ Từ đó có các thông số từ biến:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

biến

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

tác dụng tại trọng tâm phần bê tông bản.

VÍ DỤ

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

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

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

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

lúc ban đầu.

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

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

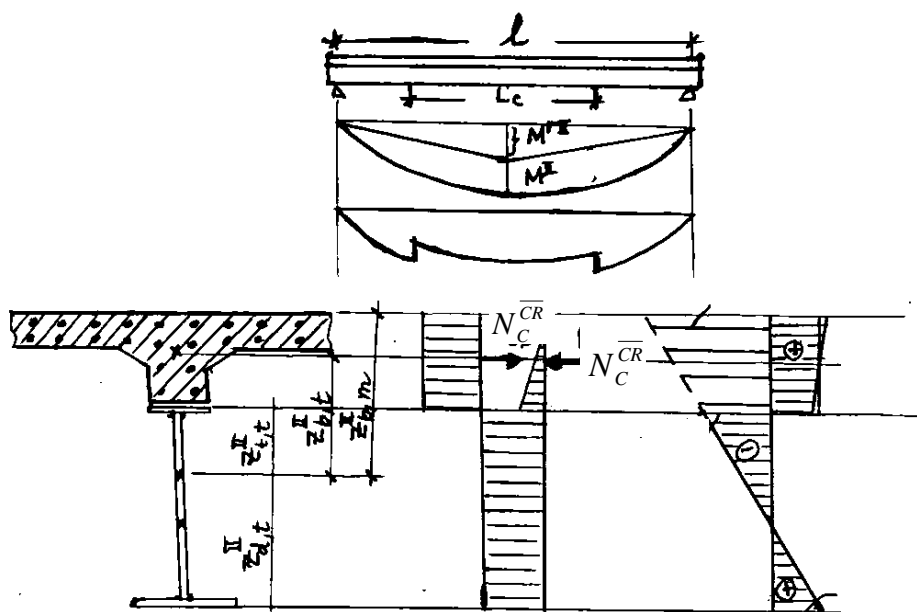
- Phân thay đổi ứng suất trong thép :

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

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

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

đặt tại trọng tâm phần bê tông.



Hình 3-7: Biểu đồ xác định ứng suất bên trong do từ biến của bê tông và ép các mạch nối ngang

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

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

Các bước gồm:

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

Trình tự cứ lặp lại đến khi kết quả tương đối chính xác.

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

Trình tự giải bài toán như sau:

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

Ứng suất ban đầu trong BT do M gây ra:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

truyền từ BT sang thép và các biểu đồ

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

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

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

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

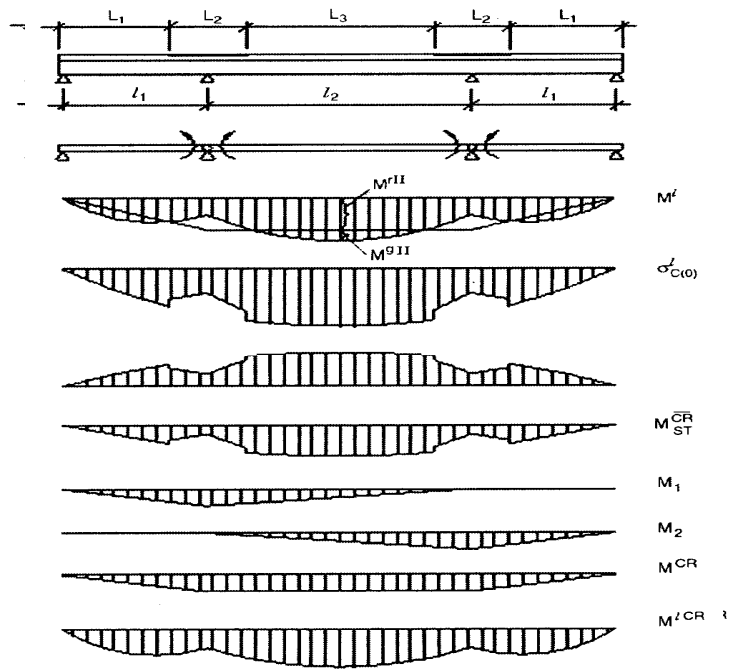
$$\sigma^{CR} = \frac{M^{CR}}{W_{i,ST.C}^e}$$

: Ứng suất do nội lực phụ của từ biến.

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

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

(Hình vẽ 3-8)



Hình 3-8 : Để tính dầm liên tục

Bài 5 CHƯƠNG IV

TÍNH DUYỆT TIẾT DIỆN

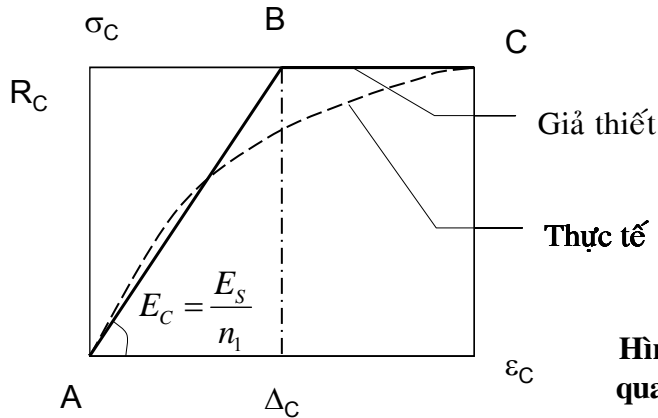
DƯỚI TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG VÀ LỰC ỨNG SUẤT TRƯỚC

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

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

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

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



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

Tính toán sẽ dựa trên 2 trị số giới hạn :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

XÁC ĐỊNH CÁC TRƯỜNG HỢP TÍNH TOÁN

Ứng suất tại trọng tâm tiết diện bê tông:

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

Ứng suất tại mép:

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

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

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

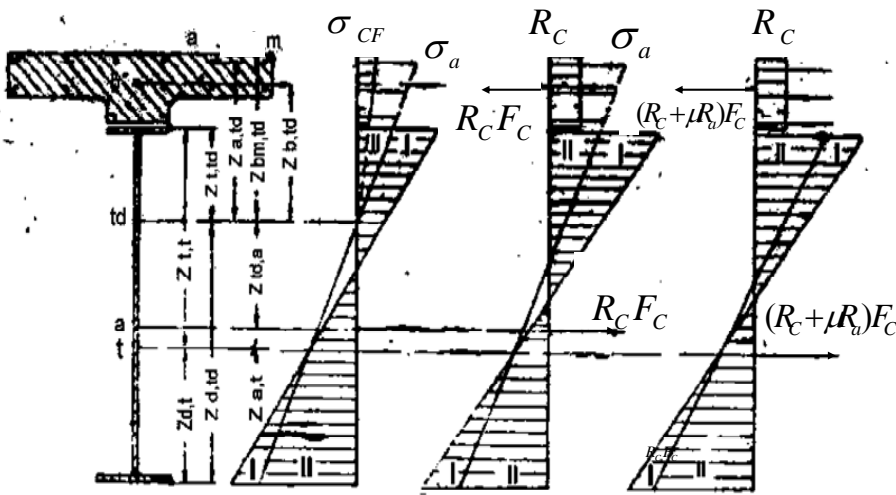
phần thép và cốt thép làm việc đàn hồi, bê tông làm việc trong giai đoạn dẻo.

+ Trường hợp C: Nếu

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

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

T/hợp A T/hợp B T/hợp C



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

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

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

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

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

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

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

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

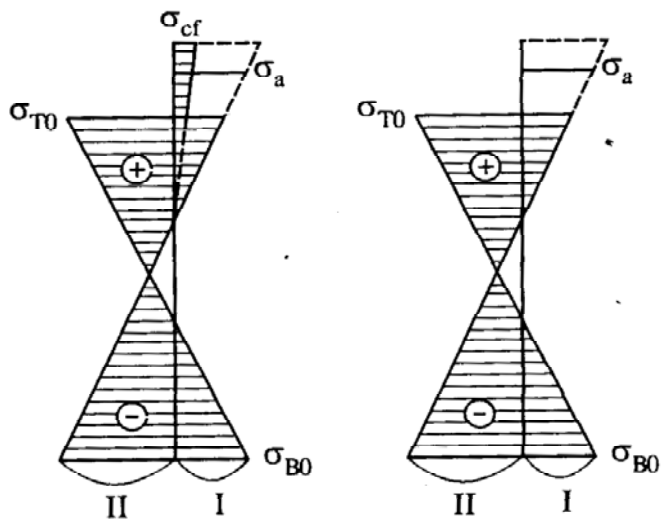
Tính theo một trong hai trường hợp cơ bản:

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

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

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

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



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

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

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

1. Trường hợp A:

Cả thép và BTCT cùng ở giai đoạn đàn hồi:

- Ứng suất ở mép biên dưới dầm thép:

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

Hay :

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

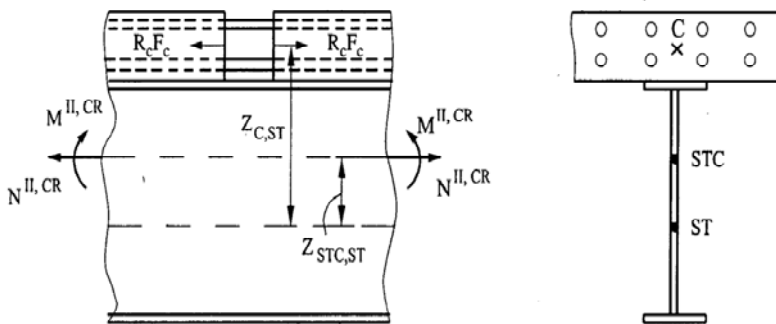
- Ứng suất ở mép trên của dầm thép:

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

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

2. Trường hợp B :

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



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

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

$$\sigma_i^{II,CR} = \frac{M^{II,CR} - N^{II,CR} \cdot Z_{STC,ST} - R_C F_C \cdot Z_{C,ST}}{W_{i,ST}} \pm \frac{N^{II,CR} + R_C F_C}{F_{ST}}$$

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

Trong các công thức trên:

<http://www.ebook.edu.vn>

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

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

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

3- Trường hợp C

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

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

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

Hay :

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

4- Trường hợp D:

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

- **Ứng suất ở mép dưới dầm thép:**

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

Hay :

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

- Ứng suất ở mép trên dầm thép:

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

Hay :

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

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

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

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

- Ứng suất mép dưới dầm thép:

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

Hay :

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

- Ứng suất ở thớ mép trên dầm thép :

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

Hay

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

- Ứng suất của cốt thép hàng ngoài cùng:

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

hay

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

Coi như $M > 0$, $N > 0$)

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

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

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

Giai đoạn 2: Căng cốt thép để ép riêng phần thép. Sau đó đặt bản mặt cầu: có NprII, MgII, XgII

NprII : lực ép trước trong dầm thép- có xét từ biến BT bản.

Giai đoạn 3: căng cốt thép ép cả tiết diện liên hợp, chất tĩnh tải và hoạt tải: có NprIII, MIIIb, CR, NIIIb, CR

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

đó để xác định cường độ tính toán về mỏi.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

được tính với $n' = \frac{E_S}{E'_C}$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Trong đó :

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

Bài 6

CHƯƠNG V

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

I. ẢNH HƯỞNG CO NGÓT CỦA BÊ TÔNG:

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

Trong đó:

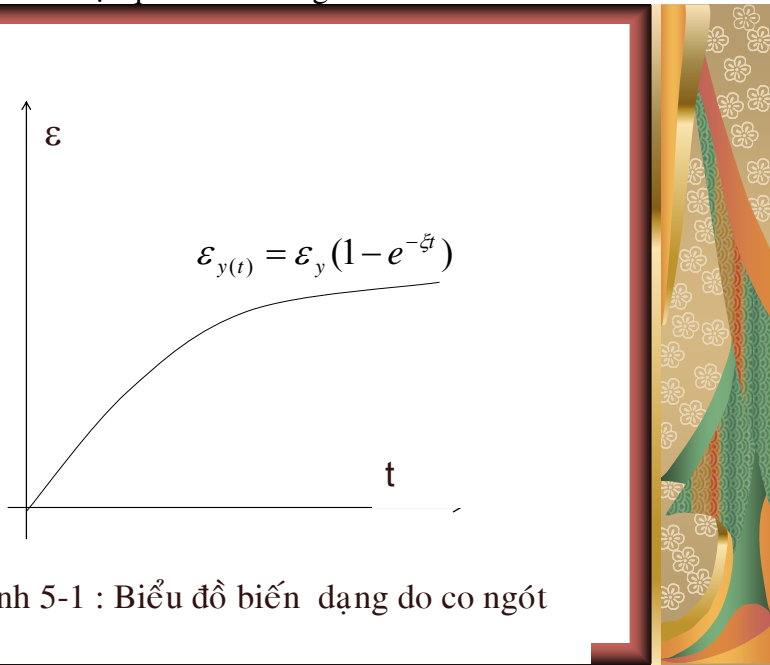
- hệ số tốc độ phát triển tắt dần của sự co ngót.

: trị số biến dạng tương đối cuối cùng khi từ biến co ngót tự do.

Khi tính $\epsilon_{sh}(t)$:

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

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



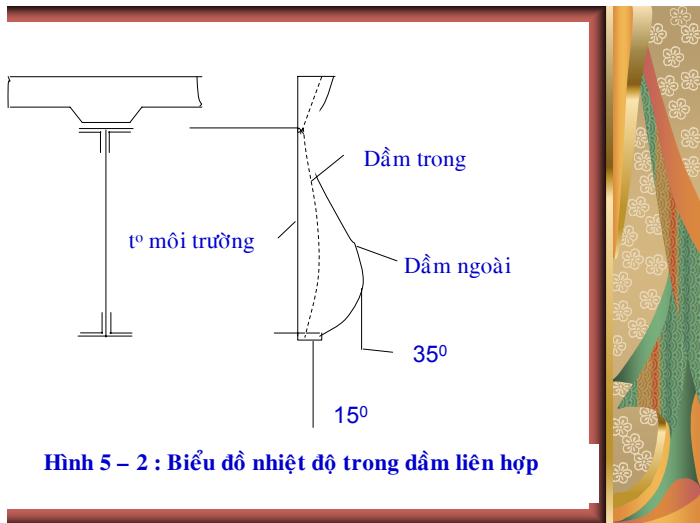
Hình 5-1 : Biểu đồ biến dạng do co ngót

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

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

II. ẢNH HƯỞNG CỦA NHIỆT ĐỘ THAY ĐỔI :

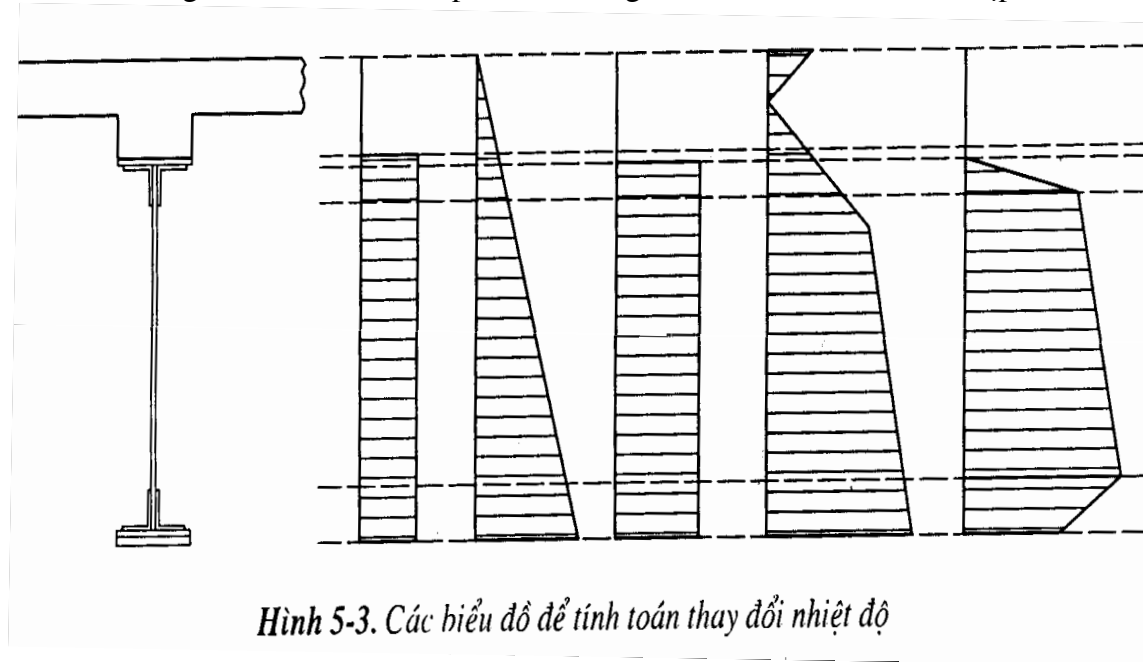
- Hệ số dẫn nhiệt của bê tông và thép chênh nhau khá lớn: khoảng 50 lần
- Khi nhiệt độ môi trường thay đổi thép hấp thu và tản nhiệt nhanh hơn.
- Giữa dầm thép và bê tông sẽ có sự chênh lệch nhiệt độ, biến dạng khác nhau - phát sinh ứng suất do nhiệt khá lớn, đặc biệt trường hợp bộ phận thép có bề dày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



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

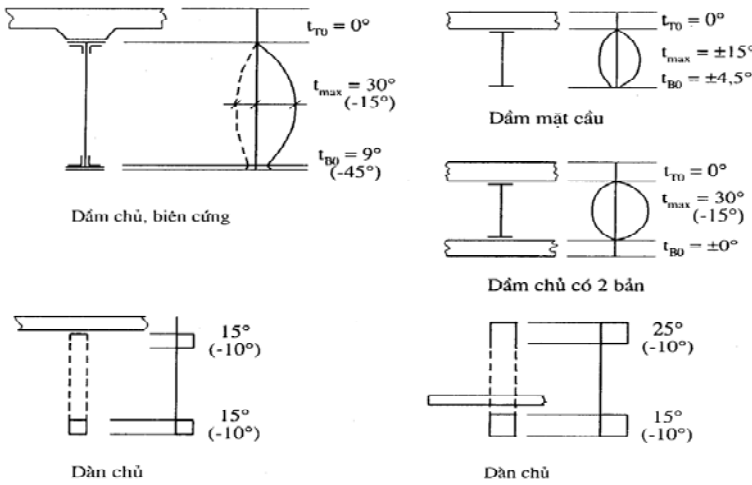
Qua nhiều kết quả quan sát và đo đạc cho thấy :

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



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

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

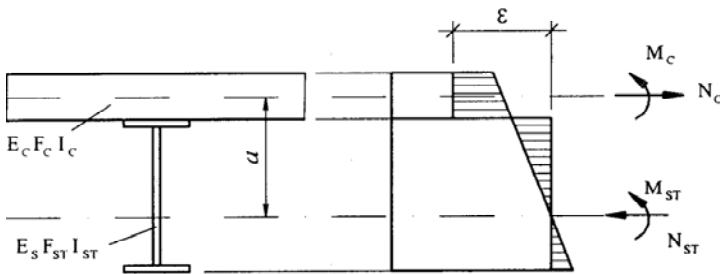


Hình 5-4. Các biểu đồ nhiệt độ để tính các kết cấu khác nhau

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

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

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



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

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

▪ Điều kiện: theo các điều kiện sau

➤ Cân bằng nội lực và mô men:

$$M_{ST} + M_C = N.a$$

➤ Dầm và bản có cùng độ cong:

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

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

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

Từ hệ thống 3 phương trình trên ta giải được:

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

$$M_C = AaE_C I_C \varepsilon$$

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

PHẦN II
CẦU DẦM THÉP TIẾT
DIỆN HỘP

Chương I:

VÀI NÉT VỀ CẦU DẦM THÉP TIẾT DIỆN HỘP

I - Khái niệm:

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

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

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

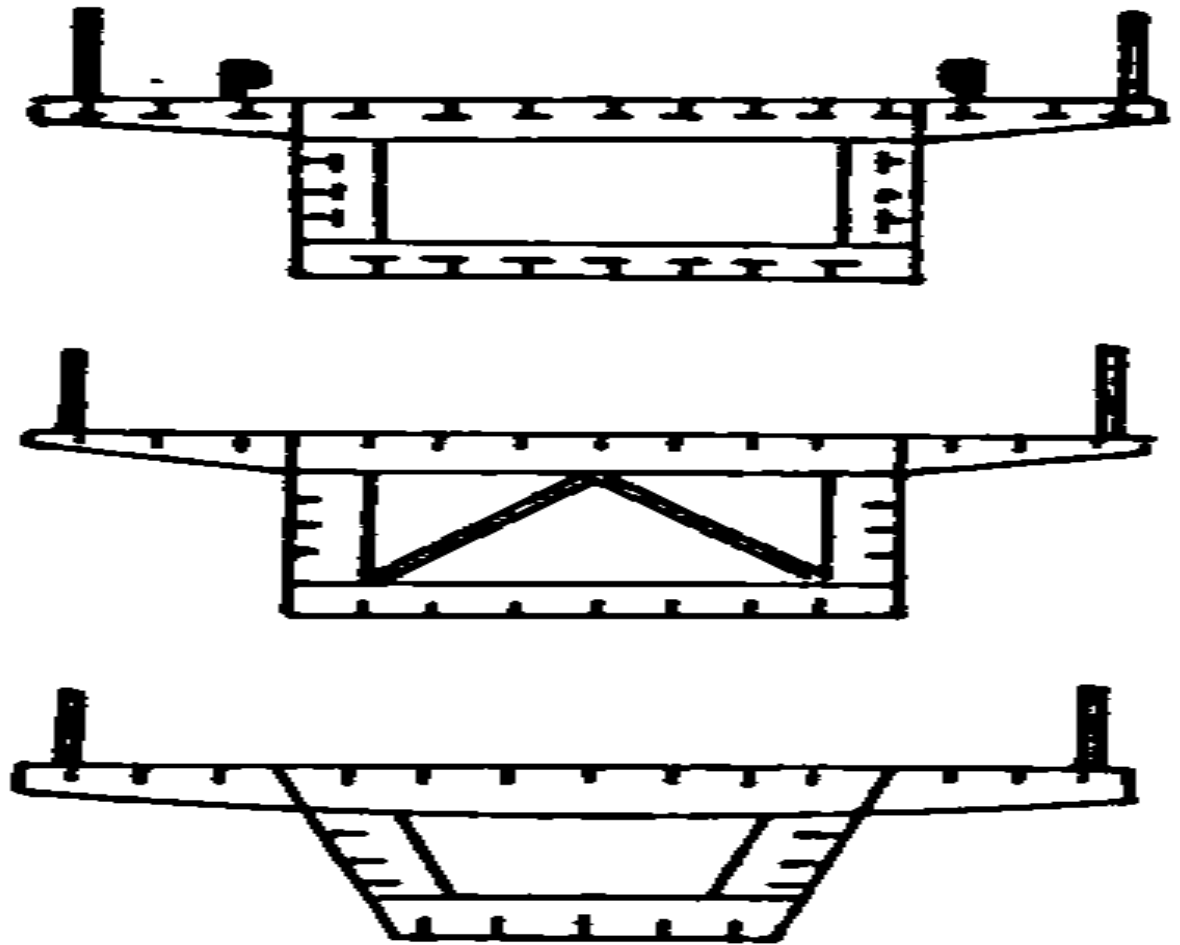
Đặc điểm:

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

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

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

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

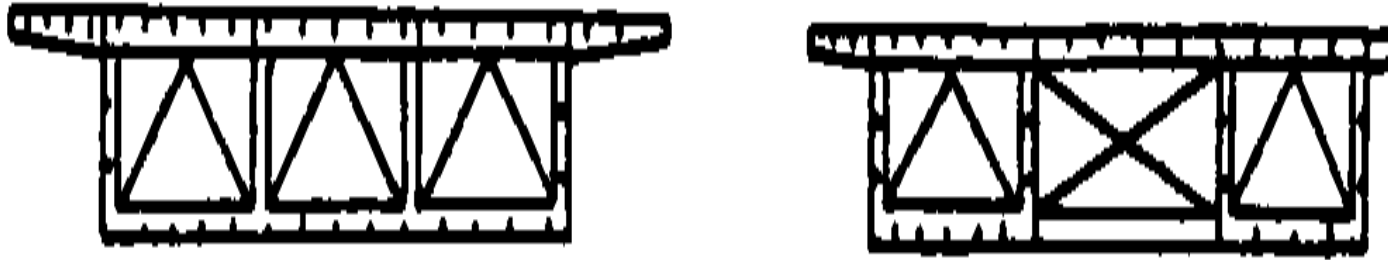


Hình 1-1 : Tiết diện hộp có 1 ngăn

- Các vách ngang hoặc hệ giằng để tạo độ cứng cho tiết diện.

- **Tiết diện hộp có nhiều ngăn :** hoặc cầu có nhiều hộp - khi bề rộng phần xe chạy lớn.
- Tỷ lệ giữa chiều cao dãn hộp và chiều dài nhịp thường trong khoảng:

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

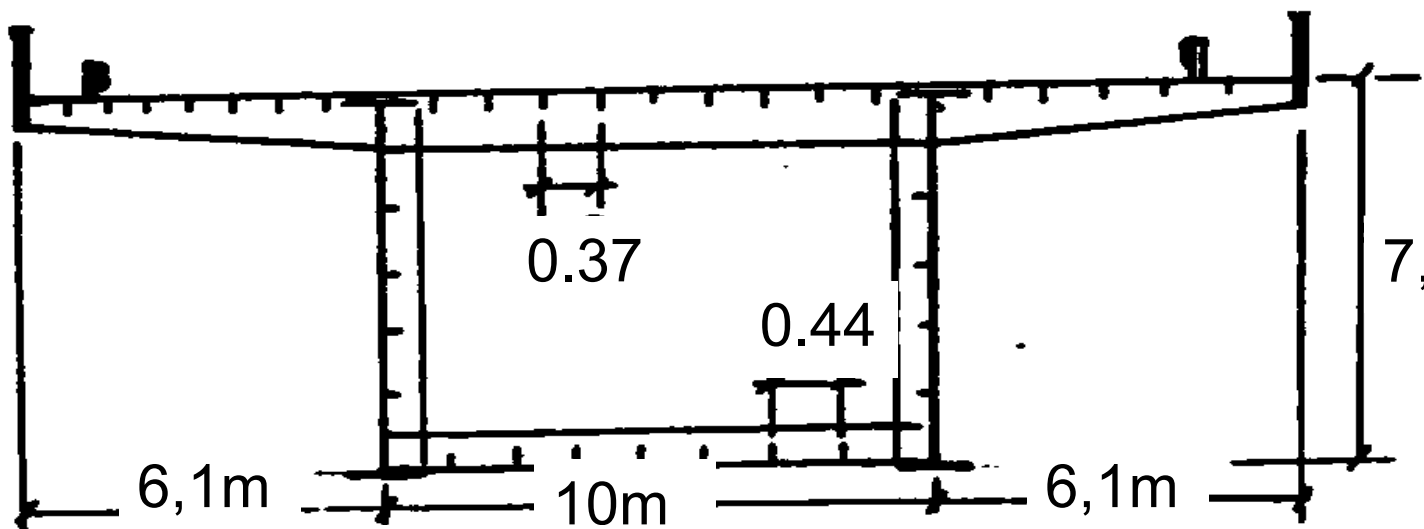


Hình 1-2 : Tiết diện hộp có nhiều ngăn hoặc nhiều hộp

III. Một số cầu hộp đã được xây dựng

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

- Bề rộng phần xe chạy 8,3m cho 1 chiều và 10,6m chiều ngược lại. (cầu nằm trên đường cong $R=700m$).
 - Khoảng cách giữa 2 mép lan can: 22,2m
- Tiết diện ngang nhịp 198m:
- Chiều cao dầm không đổi : $h=7,7m$
 - Thành đứng hộp: cách nhau 10,0m, dày 12-15mm (bằng $1/642 - 1/514$ chiều cao)
 - Sườn tăng cường đứng: cách nhau 3m, sườn tăng cường ngang khoảng cách 0,5 – 1,5m.

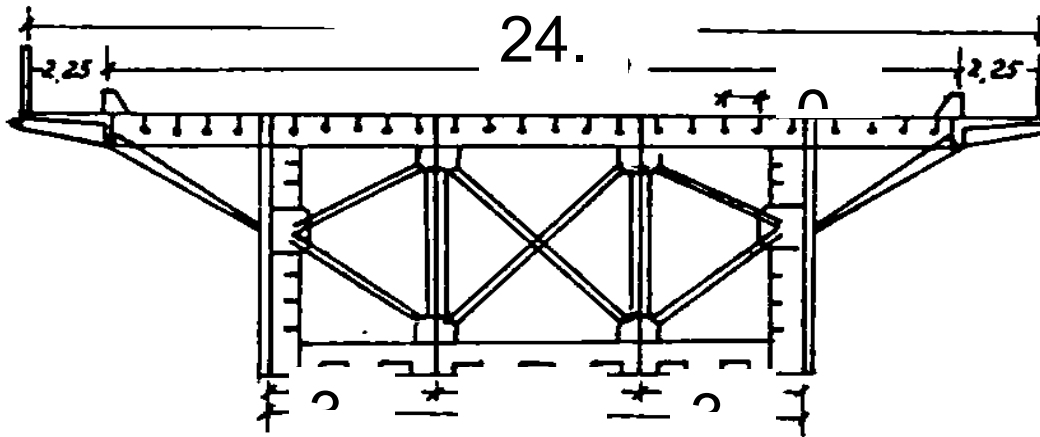


Hình 1 -3 : Tiết diện ngang cầu Châu

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

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

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



Hình 1.1. Mặt cắt ngang cầu

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

Chương II

TÍNH TOÁN CẦU DẦM TIẾT DIỆN HỘP

I. Khái niệm:

Dầm tiết diện hộp thuộc loại thanh thành mỏng kín.

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

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

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

Các giả thuyết:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Ứng suất pháp:

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

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

Ứng suất tiếp trong sườn hộp xd theo công thức

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

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

δ_c : bề dày sườn hộp.

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

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

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

Trong đó :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Trong đó :

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

Tiết diện dầm hộp gồm những thành mỏng và $\int S_x^0 ds = T_x^0$ là diện tích biểu đồ mô men tĩnh của từng thành mỏng.

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

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

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

Do đó (3) có thể viết :

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

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

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

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

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

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

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

➤

➤ Trong đó:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Tương tự ta cũng có:

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

Với tiết diện hộp gồm những thành mỏng thẳng:

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

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

Từ (5) và (6) ta có:

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

và:

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

Ta xác định T_y theo các công thức tương tự.

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

(Xem ví dụ trong giáo trình)

III. Tính dầm tiết diện hộp chịu xoắn

Có 2 dạng :

- Xoắn tự do
- Xoắn kiểm chế

■ Xoắn tự do :

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

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

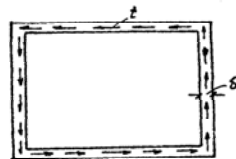
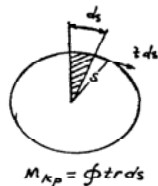
■ Xoắn kiểm chế :

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

3.1. XOẮN TỰ DO :

■ Dầm một ngăn chịu xoắn tự do :

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



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

Xác định theo biểu thức :

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

Trong đó :

- M_{kp} : mô men xoắn tác dụng
- r – bán kính cực tới phân tố ds của đường chu vi t/diện lấy với một điểm bất kỳ
- Ω - hai lần diện tích nằm trong phạm vi đường chu vi tiết diện

Như vậy ứng suất tiếp:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Ta có các phương trình hệ kín:

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

Từ (15) và (16) ta viết lại (13):

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

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

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

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

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

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

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

Bán kính tính đổi p:

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

Sau đó tính tọa độ quat tổng quát:

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

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

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

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

Suy ra:

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

Vì ω, s_0 là các đại lượng cố định.

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

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

Với Ω_i - hai lần diện tích của ngăn thứ i

p_i - luồng xoắn đơn vị của ngăn thứ i

- Cách xác định p_i :

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

Các phương trình ngăn hộp kín có thể viết:

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

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

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

Và:

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

Ký hiệu:

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

Ta được:

$$-s_{i,i-1}p_{i-1} + s_i p_i - s_{i,i+1}p_{i+1} = \Omega_i \quad (24)$$

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

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

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

Và

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

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

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

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

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

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

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

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

Xem ví dụ trang 85 của giáo trình.

3.2. XOẮN KIỀM CHẾ

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

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

Vị trí tâm xoắn xác định theo công thức:

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

Và

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

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

I_x, I_y – mô men quán tính của t/d với hai trục x và y
 dF – phân tố diện tích của t/d

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

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

Ứng suất pháp do xoắn:

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

Trong đó:

$B\bar{\omega}$ - bimomen uốn xoắn

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

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

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

Với I_c là momen quán tính cực

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

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

φ - góc xoắn của tiết diện

m_z - momen xoắn phân bố;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\tau_\omega = \frac{M_\omega S_\omega^-}{I_\omega^- \delta} \quad (36)$$

Trong đó:

S_ω^- momen tĩnh chính quạt của tiết diện:

$$S_\omega^- = p - S_\omega$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$M_\omega = -\mu.GI_d\beta.chkz + kB_{\omega_0}shkz + \mu.M_0chkz;$$

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

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



TRƯỜNG ĐẠI HỌC MỞ TP. HỒ CHÍ MINH
CHƯƠNG TRÌNH ĐÀO TẠO ĐẶC BIỆT

KẾT CẤU THÉP 1

CHƯƠNG 3: THIẾT KẾ DÀN THÉP



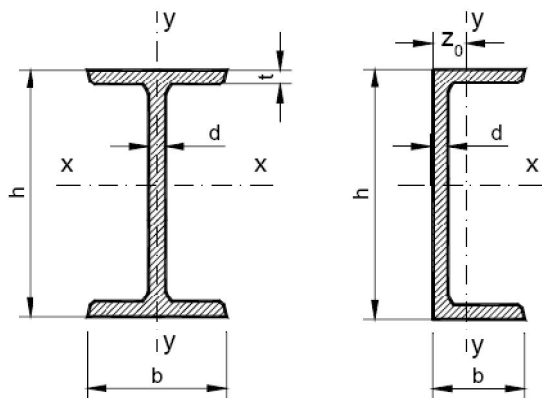
GV: NGUYỄN VĂN HIẾU

Tp. HCM, Tháng 02/2013

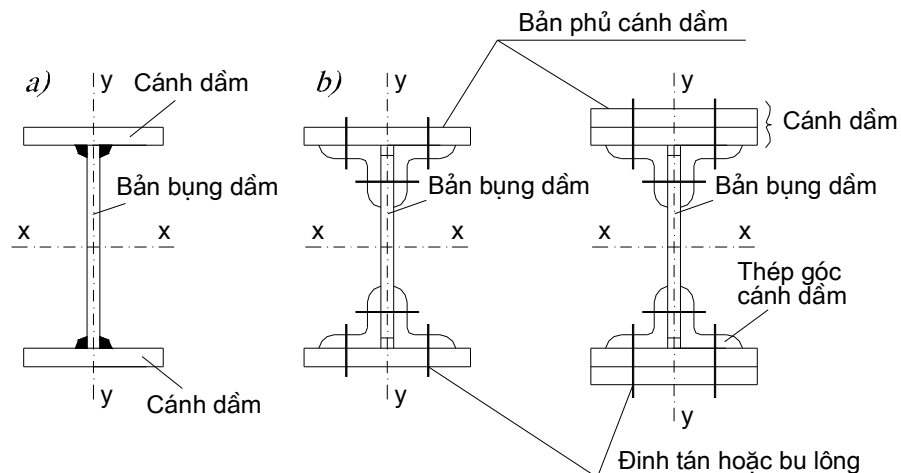
§1. ĐẠI CƯƠNG VỀ DÀM VÀ HỆ DÀM

1. Các loại dầm

1.1. Theo cấu tạo

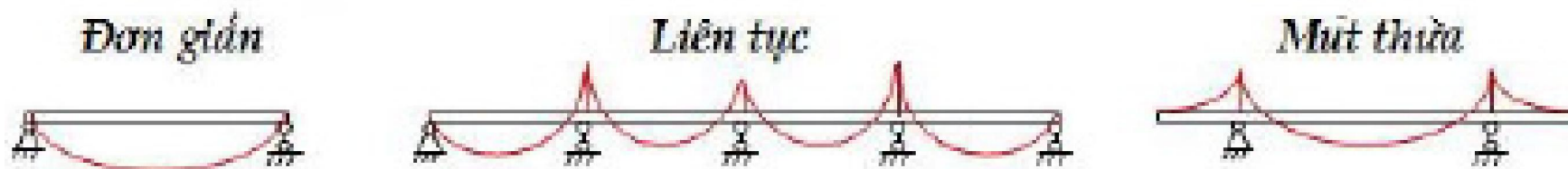


Dầm định hình



Dầm tổ hợp

1.2. Theo sơ đồ kết cấu



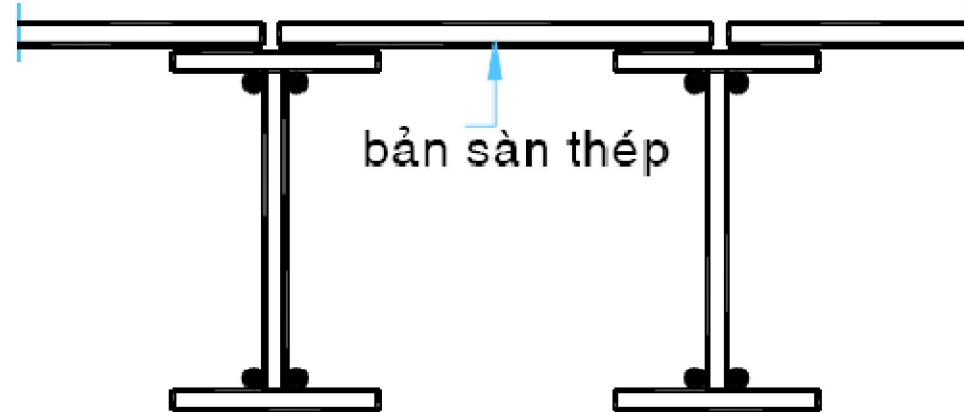
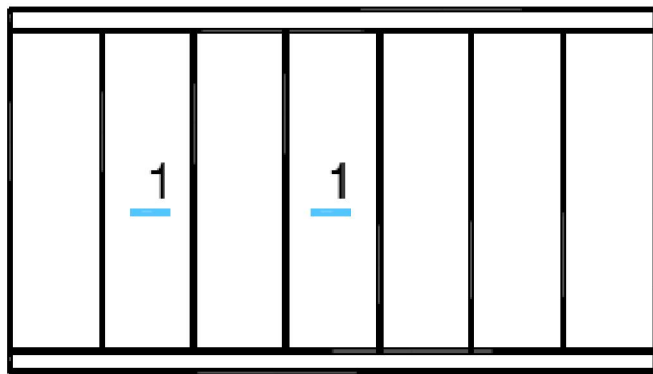
Hình 3.3. Phân loại dầm theo sơ đồ kết cấu

2. Hệ dầm:

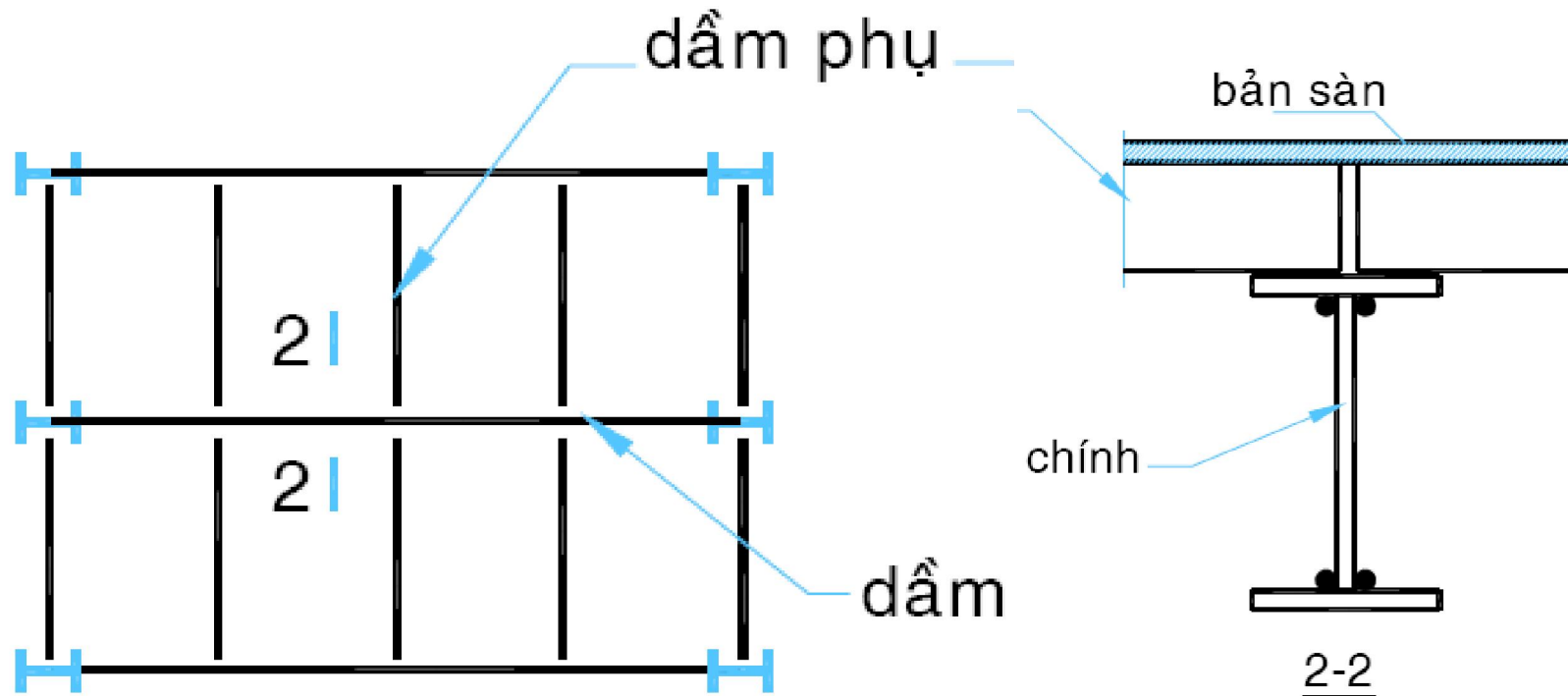
2.1. Khái niệm: Hệ dầm là kết cấu không gian gồm dầm chính, dầm phụ bố trí thẳng góc nhau.

2.2. Phân loại: Tùy theo cách sắp xếp dầm ta có 3 loại hệ dầm:

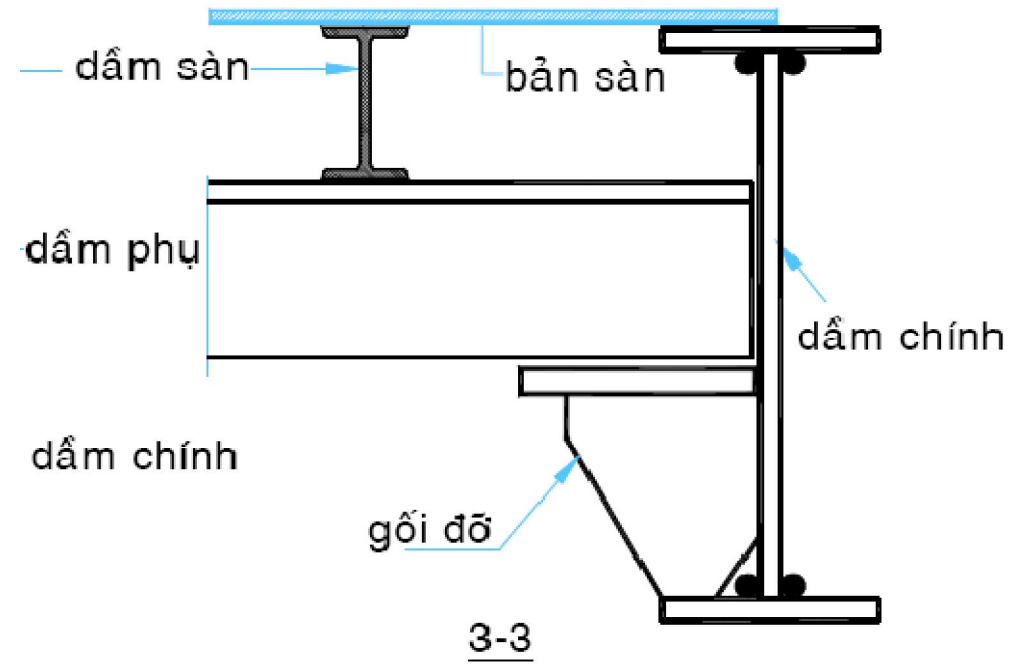
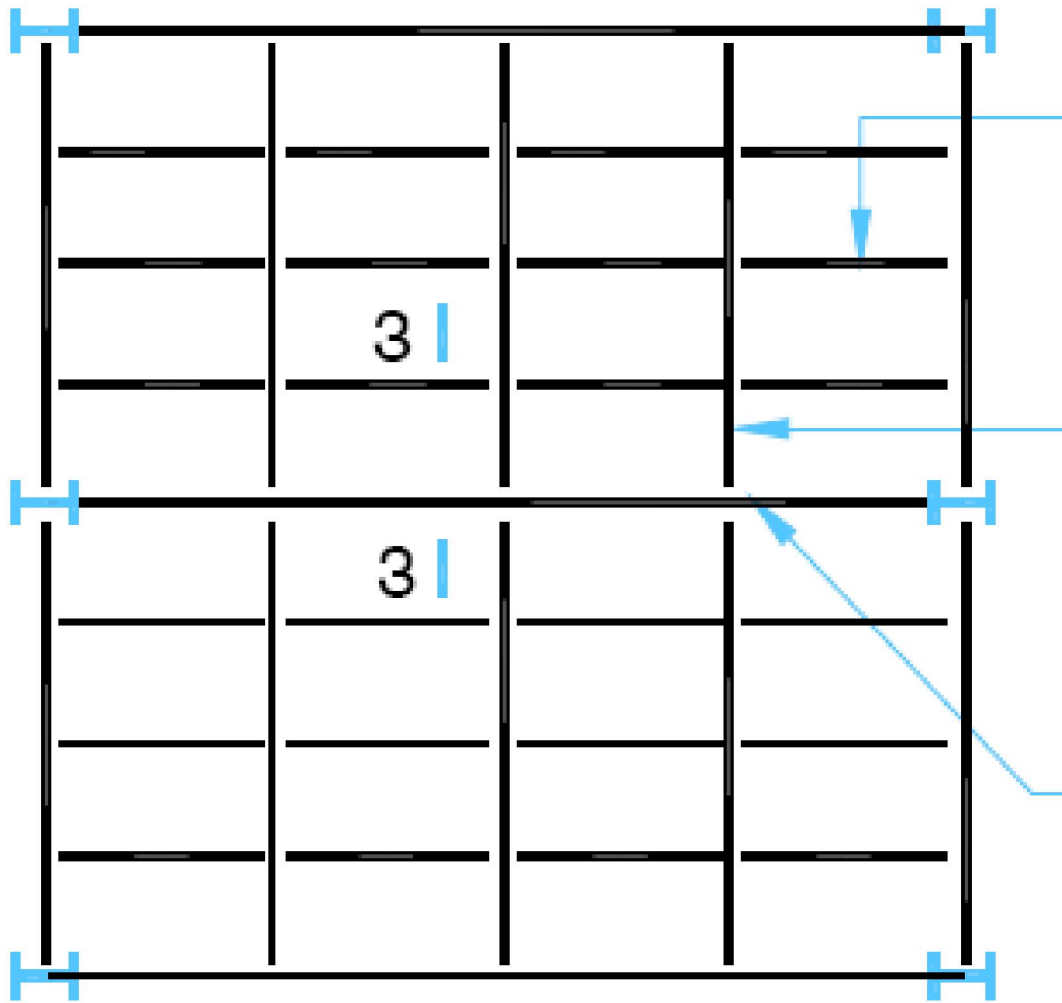
a. Hệ dầm đơn giản: Dầm làm việc như bản kê hai cạnh, khả năng chịu lực kém, chỉ phù hợp với tải trọng nhỏ, chiều dài cạnh ngắn ô sàn không lớn.



b. Hệ dầm phổ thông : Khi tải trọng và kích thước của sàn không lớn ($q \leq 3000 \text{ daN/m}^2$; ô sàn $\leq 12 \times 36 \text{ m}$) sử dụng hệ dầm phổ thông có hiệu quả kinh tế hơn các loại hệ dầm khác nhờ giảm lượng thép và dễ cấu kiện hơn.



c. *Hệ dầm phức tạp*: Hệ dầm này phức tạp và tốn công chế tạo → chỉ thích hợp khi tải trọng sàn công tác lớn ($q \leq 3000 \text{ daN/cm}^2$).

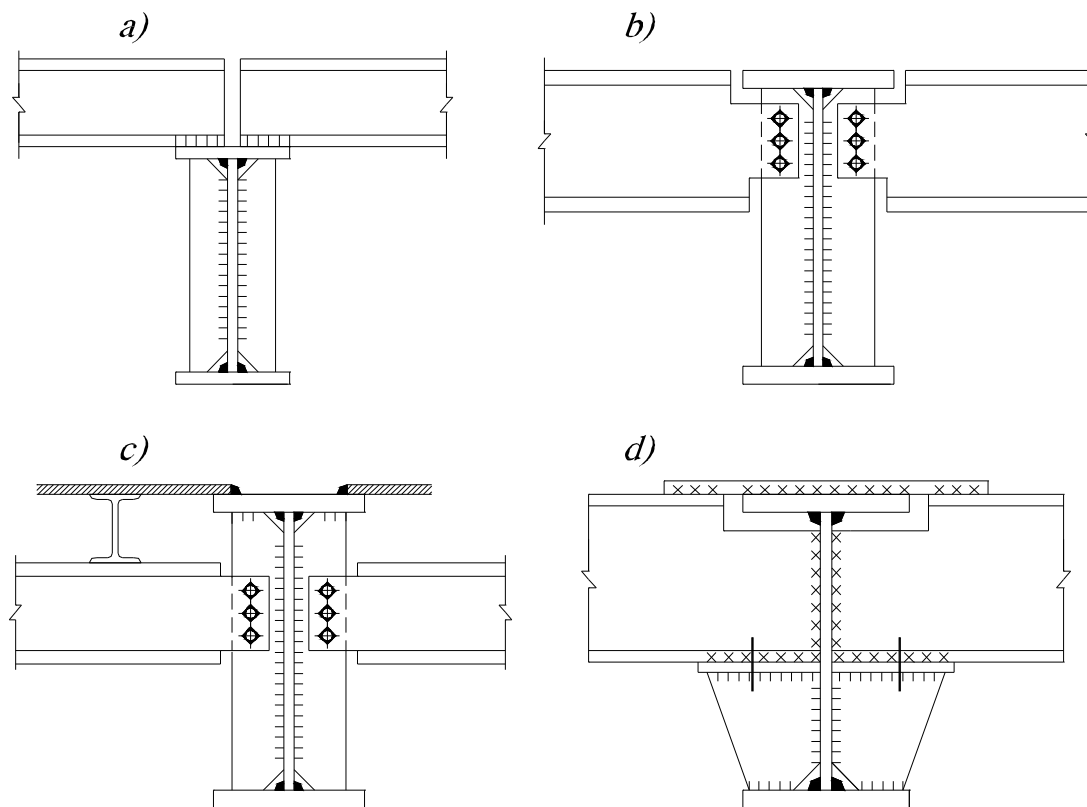


2.2. Các cách liên kết dầm

a. Liên kết chồng

b. Liên kết cùng bản mặt

c. Liên kết thấp



Hình 3.5. Các cách liên kết dầm

3. Cấu tạo và tính toán bản sàn:

3.1. Xác định nhịp l và chiều dày bản sàn t :

Yêu cầu : trọng lượng sàn không lớn, cấu tạo không quá phức tạp mà vẫn đảm bảo khả năng chịu được tải trọng. Biểu đồ gần đúng giá trị giữa nhịp lớn nhất l và t .

$$\frac{l}{t} = \frac{4.n_0}{15} \cdot \left(1 + \frac{72E_1}{n_0^4 . q^{tc}} \right) \quad (3.1)$$

$n_0 = \left[\frac{l}{\Delta} \right]$ - độ võng giới hạn, theo quy phạm: sàn $n_0 = 150$;

$$E_1 = \frac{E}{1 - \nu^2} \quad (3.2)$$

Với ν - hệ số Poátxông của thép bản sàn

$$\nu_{thép} = 0,3; E_{CT3} = \frac{2,1.10^6}{1 - 0,3} \Rightarrow E_1 = 2,26.10^6 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

Bề dày sàn t được chọn theo tải trọng tiêu chuẩn \rightarrow nhịp sàn l .

3.2. Kiểm tra:

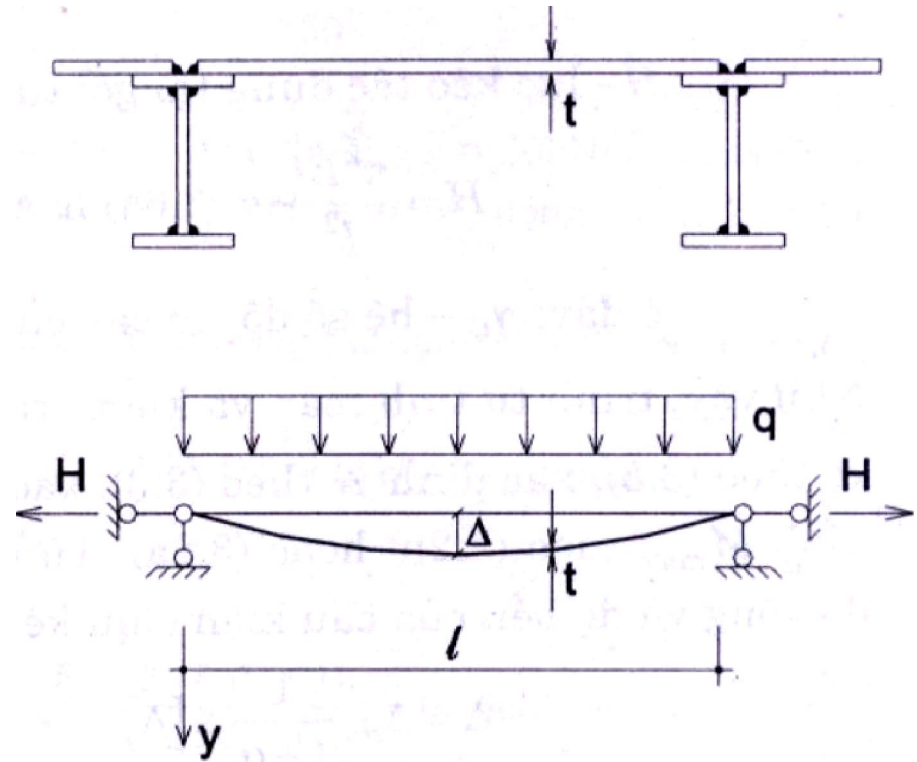
Cắt một dải bản rộng 1 cm, sơ đồ tính toán là một dầm hai gối tựa cố định chịu tải phân bố đều q .

$$M_{max} = q \cdot \frac{l^2}{8} - H \cdot \Delta$$

$$M_{max} = M_0 \cdot \frac{1}{1 + \alpha}$$

Trong đó: α tỷ số giữa H và lực tới hạn σ_{le} , được xác định theo phương trình:

$$\alpha(1 + \alpha)^2 = 3 \cdot \left(\frac{\Delta_0}{t} \right)^2$$



Hình 3.6. Sơ đồ tính của bản sàn

Kiểm tra điều kiện biến dạng, độ võng của bản sàn do tải trọng tiêu chuẩn q

và lực kéo H gây ra:
$$\Delta = \Delta_0 \cdot \frac{l}{l + \alpha} \leq [\Delta] \quad (3.6)$$

Với Δ_0 - độ võng dầm do tải trọng tiêu chuẩn q trên dầm;
$$\Delta_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E_1 \cdot J} \quad (3.7)$$

Kiểm tra điều kiện độ bền:
$$\sigma = \frac{H}{A} + \frac{M_{max}}{W} \leq f \cdot \gamma_c \quad (3.8)$$

Trong đó:
$$H = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \alpha \quad (3.9)$$

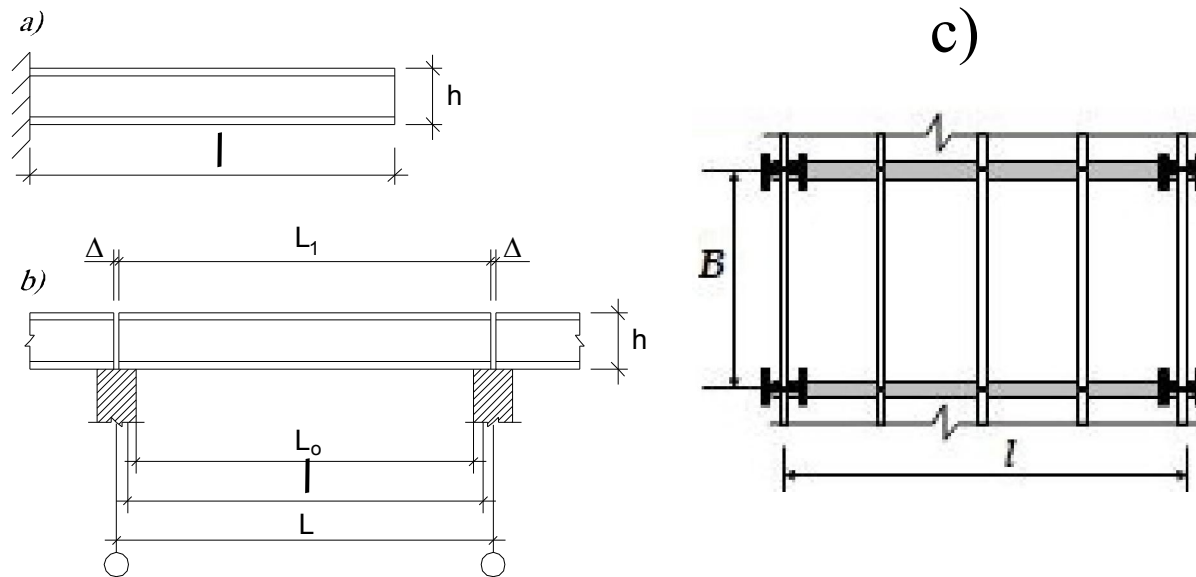
Tính được chiều cao đường hàn liên kết bản sàn và dầm chịu lực kéo H ở gối tựa:

$$h_f = \frac{H}{(\beta \cdot f)_{min} \cdot \gamma_c} \quad (3.10)$$

§2. CÁC KÍCH THƯỚC CHÍNH CỦA DÀM

Khi thiết kế cụ thể cần xác định được hai kích thước cơ bản là chiều dài và chiều cao của tiết diện dầm.

1. Nhịp và bước của dầm



Gợi tựa: - tường gạch $l=L_1$

- cột bê tông, giằng bê tông: $l=L_0+(L_1-L_0)/2$

- an toàn lấy $l=L$

2. Chiều cao dầm: Dựa vào:
$$\begin{cases} h \approx h_{kt} \\ h_{min} \leq h \leq h_{max} \end{cases}$$

a. h_{kt} : trọng lượng thép là min

Thể tích một đơn vị dài của dầm:

$$V_d = V_f + V_w = 2.A_f.l.\psi_f + A_w.l.\psi_w$$

Gần đúng xem cánh dầm chịu toàn bộ M và:

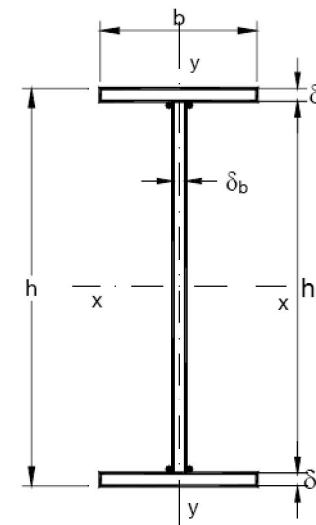
$$h_d \approx h_w \approx h_f$$

$$N = M / h ; A_f = \frac{N}{f} = \frac{M}{f.h} ; A_w = t_w.h$$

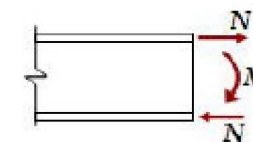
$$\text{Nên: } V_d = 2.\frac{M}{h.f}.\psi_f.c + t_w.h.\psi_w$$

Với: $c < l$: hệ số kể đến một phần M do bụng dầm chịu.

$$V_d \text{ cực tiểu khi: } \frac{\delta V_d}{\delta h} = 0 \Rightarrow f_w.\psi_w - \frac{2.M}{f.h^2}.\psi_f = 0$$



Hình 3.8. Kích thước dầm

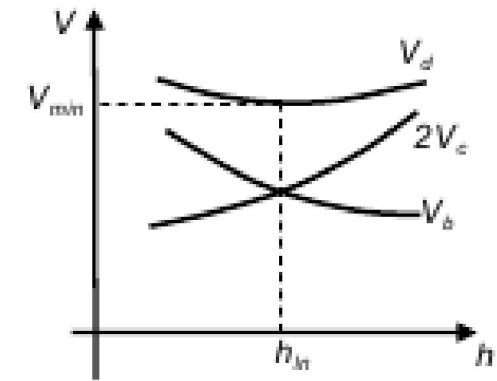


Hình 3.9. Xem cánh chịu toàn bộ M

$$h_{kt} = \sqrt{\frac{2.c.\psi_f.M}{\psi_w.f.t_w}} \text{ hoặc } h_{kt} = k \sqrt{\frac{W_{yc}}{t_w}}$$

với: $h_{kt} = \sqrt{\frac{2.c.\psi_f}{\psi_w}}$: phụ thuộc hình thức cấu tạo

dầm; dầm tổ hợp hàn $k = 1,2 \div 1,15$; dầm tổ hợp đinh tán $k = 1,25 \div 1,2$.



Hình 3.10. Mối quan hệ giữa V và h dầm

- Khi tính toán h_{kt} của dầm, xét sự thay đổi $\lambda_w = h_w / t_w$: $h_{kt} = \sqrt[3]{\frac{3.\lambda_w.W_{yc}}{2}}$
- Ta thấy: h_w lớn hơn và t_w mỏng $\rightarrow \lambda_w$ sẽ lớn \rightarrow Dầm nhẹ. Tuy nhiên, t_w không được quá mỏng để thỏa mãn điều kiện ổn định cục bộ bản bụng.
- Từ (3.17): $t_w.\psi_w = \frac{2.c.M}{h_d.f}.\psi_f \Leftrightarrow V_w = 2V_f$ - thể tích dầm nhỏ nhất.

- Từ hình (3.10): khi h_d lân cận giá trị h_{kt} , V_d thay đổi không lớn \rightarrow lấy $h_d \approx h_{kt}$ không quá 10-20% vẫn đảm bảo yêu cầu kinh tế.

b. h_{min} : Xác định dựa vào điều kiện độ võng.

Dầm đơn giản:
$$\Delta = \frac{5}{384} (g^{tc} + p^{tc}) \cdot \frac{l^4}{E.I} \quad (3.18)$$

$$M = (g^{tc} + p^{tc}) \cdot \frac{l^2}{8} \quad (3.19)$$

Lại có quan hệ $M = f.W; I = W.h / 2$

$$h_{min} = \frac{5}{24} \frac{f}{E} \left[\frac{l}{\Delta} \right] \frac{l}{\gamma_{tb}} \quad (3.20)$$

γ_{tb} : hệ số vượt tải trung bình
$$\frac{1}{\gamma_{tb}} = \frac{g^{tc} + p^{tc}}{g^{tc} \cdot \gamma_g + p^{tc} \cdot \gamma_p}$$

c. h_{max} : Xác định dựa vào điều kiện xây dựng, tránh làm ảnh hưởng không gian sử dụng.

§3. THIẾT KẾ DÀM HÌNH

1. Chọn tiết diện:

Từ sơ đồ dầm, tải trọng, hình thức liên kết gối ta tính được: M_{max} , V_{max} .

$$W_x^{yc} = \frac{M_{max}}{f \cdot \gamma_c}; \quad \text{nếu kể đến sự làm việc trong giai đoạn dẻo của thép:}$$

$$W_x^{yc} = \frac{M_{max}}{c_1 \cdot f \cdot \gamma_c}$$

c_1 : hệ số kể đến sự phát triển của biến dạng dẻo, dầm thép thông thường, tiết diện không đối, tải trọng tĩnh phân bố đều, lấy $c_1=1,12$.

Căn cứ vào yêu cầu về hình dạng tiết diện và các giá trị tính được, tra bảng quy cách thép cán chọn ra hình dạng và số hiệu thép hình, thỏa mãn điều kiện:

$$W_x > W_x^{yc} \quad (3.23)$$

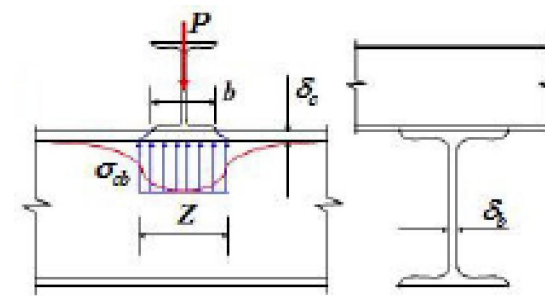
2. Kiểm tra tiết diện:

a. Độ bền chịu M : Theo ứng suất pháp: $\sigma = \frac{M}{W_x} \leq f \cdot \gamma_c$ hoặc $\sigma = \frac{M}{c_1 \cdot W_x} \leq f \cdot \gamma_c$

b. Độ bền chịu V : $\tau = \frac{V_{max} \cdot S}{I_x \cdot t_w} \leq f_v \cdot \gamma_c$

c. Ứng suất do tải trọng cục bộ:

$$\sigma_{cb} = \frac{P}{t_w \cdot Z} \leq f \cdot \gamma_c \text{ với } Z = b + 2 \cdot t_f$$



Hình 3.11. Ứng suất cục bộ do tải trọng tập trung

d. Dầm chịu đồng thời $\sigma, \tau, \sigma_{cb}$: $\sigma_{td} = \sqrt{\sigma^2 + \sigma_{cb}^2 - \sigma \cdot \sigma_{cb} + 3 \cdot \tau^2} \leq 1,15 \cdot f \cdot \gamma_c$

e. Độ võng: $\frac{\Delta}{l} \leq \left[\frac{\Delta}{l} \right]$

f. Ổn định tổng thể: học trong phần dầm tổ hợp.

§4. THIẾT KẾ DÀM TỔ HỢP

1. Chọn tiết diện

a. Xác định chiều dày bản bụng dầm

Xác định chiều cao $h_{min} \leq h \leq h_{max}$ và $h \approx h_{kt}$ càng tốt.

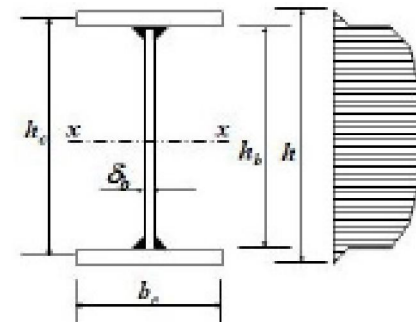
$$t_w \text{ chọn dựa vào } h \text{ và } V_{max}: \tau = \frac{V_{max} \cdot S}{I_x \cdot t_w} \leq f_v \cdot \gamma_c \quad (3.30)$$

$$S = t_w \cdot \frac{h_w^2}{8}; \quad I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}$$

Coi bụng dầm chịu toàn bộ lực cắt, ta có $t_w = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{max}}{h_w \cdot f_v \cdot \gamma_c}$

- Thực tế thiết kế, với dầm có chiều cao 1-2m, chịu tải thông thường:

$$t_w = 7 + \frac{3h}{1000}, \text{ mm}$$



Hình 3.12. Dầm tổ hợp hàn

- Theo điều kiện ổn định bản bụng, không dùng sườn gia cường: $t_w > \frac{h_w}{5,5} \sqrt{\frac{f}{E}}$

b. Xác định chiều dày bản cánh dầm:

Xác định mômen quán tính cần thiết của tiết diện:

$$I_c = I_x - I_b = W_x \cdot \frac{h}{2} - \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{M_{max}}{f \cdot \gamma_c} \cdot \frac{h}{2} - \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}$$

Theo SBVL có thể xác định $I_c \approx 2A_f \cdot \frac{h_f^2}{4} = 2b_f \cdot t_f \cdot \frac{h_f^2}{4} = b_f \cdot t_f \cdot \frac{h_f^2}{2}$

Ta có:
$$\frac{M_{max}}{f \cdot \gamma_c} \cdot \frac{h}{2} - \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = b_f \cdot t_f \cdot \frac{h_f^2}{2} \Rightarrow b_f \cdot t_f = \left(\frac{M_{max}}{f \cdot \gamma_c} \cdot \frac{h}{2} - \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} \right) \frac{2}{h_f^2}$$

Từ đó chọn: $b_f \cdot t_f = A_f$ thỏa mãn: $- t_f = 12 \div 24mm$

- t_f nên $\leq 30mm$ tránh phát sinh ứng suất phụ và khó hàn.

- $b_f / t_f \leq \sqrt{E / f}$ hay $b_f < 30t_f$: thỏa mãn điều kiện ổn định cục bộ, ứng suất pháp phân bố đều trên bản cánh nén.

- $b_f = (1/2 \div 1/5)h$; $b_f \geq 180\text{mm}$; $b_f \geq h/10$: đảm bảo điều kiện tổng thể của dầm, dễ liên kết với cấu kiện khác.

2. Kiểm tra tiết diện:

a. Kiểm tra độ bền:

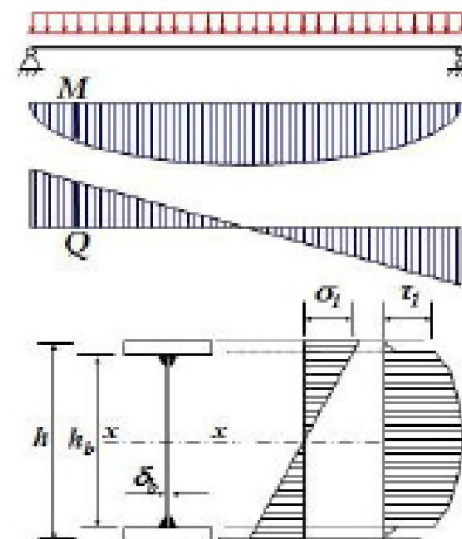
$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_x} \leq f \cdot \gamma_c; \tau = \frac{V_{max} \cdot S}{I_x \cdot t_w} \leq f_v \cdot \gamma_c$$

$$S = A_f \cdot \frac{h_f}{2} + \frac{A_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4}; W_x = \frac{2 \cdot I_x}{h}$$

Tại vị trí có M và Q:

$$\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15 \cdot f \cdot \gamma_c$$

$$\text{Với } \sigma_1 = \frac{M}{W_x} \cdot \frac{h_w}{h}; \tau_1 = \frac{V \cdot S_c}{I_x \cdot t_w}$$



Hình 3.14. Kiểm tra tại vị trí có M, Q

b. Ứng suất do tải trọng cục bộ sinh ra trong bản bụng dầm: $\sigma_{cb} = \frac{P}{t_w \cdot Z} \leq f \cdot \gamma_c$

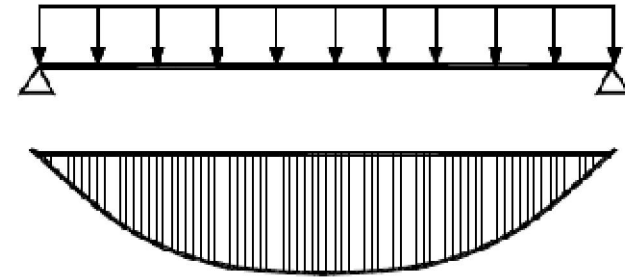
c. Độ võng: nếu $h \geq h_{min}$ thì không cần kiểm tra, còn lại thì kiểm tra: $\frac{\Delta}{l} \leq \left[\frac{\Delta}{l} \right]$

d. Ổn định tổng thể: (phần sau)

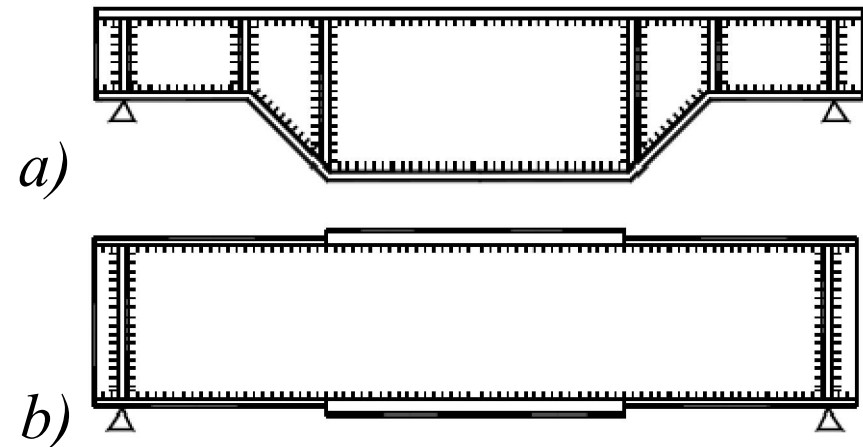
3. Thay đổi tiết diện dầm.

Theo chiều dài dầm, M thay đổi, để tiết kiệm thép cần thay đổi tiết diện dầm theo sự thay đổi của M. Khi thay đổi tiết diện thì công chế tạo tăng, nên chỉ cần thay đổi tiết diện khi $L \geq 10m$.

- Thay đổi chiều cao tiết diện h (a):
- Thay đổi bề dày bản cánh (b) :
- Thay đổi đột ngột bề rộng cánh (c):

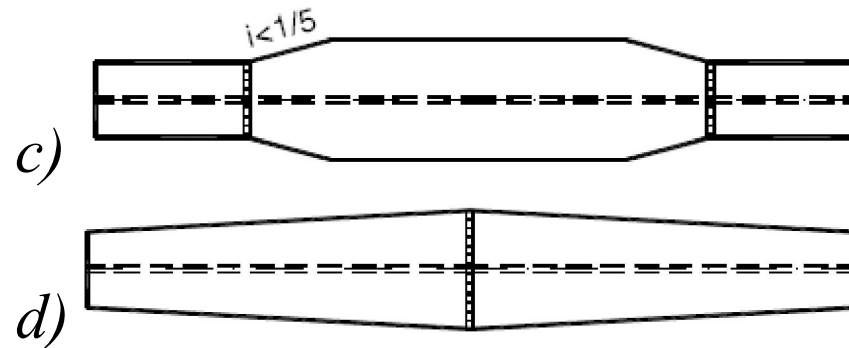


Hình 3.15. Biểu đồ mômen uốn của dầm



→ tiết kiệm 10÷12 % thép, đơn giản.

- Thay đổi từ từ bề rộng cánh (d): →
tiết kiệm 20% thép.



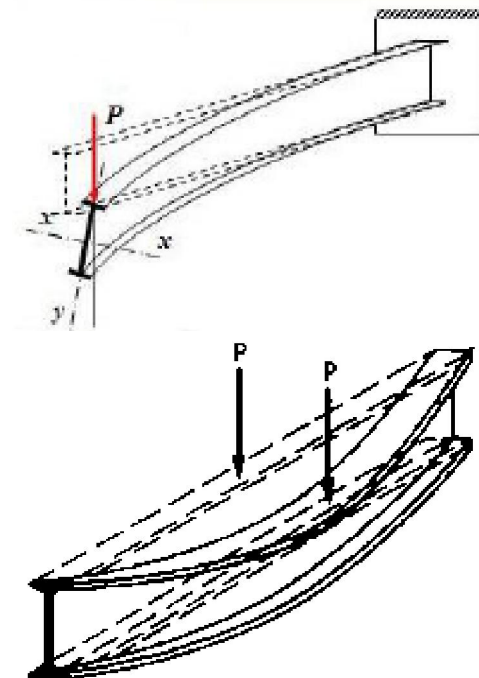
§ 5. ỔN ĐỊNH TỔNG THỂ CỦA DÀM THÉP

1. Hiện tượng:

Dưới tác dụng tải trọng P, dầm bị uốn trong mặt phẳng tải trọng: dầm ổn định.

Tăng P đến lúc dầm vừa bị uốn vừa chịu, xoắn và vênh ra khỏi mặt phẳng chịu lực: gây ra M_y và momen xoắn ngoài mặt phẳng uốn. Dầm mất ổn định tổng thể.

Lực làm cho dầm từ trạng thái ổn định sang trạng



thái mất ổn định gọi là lúc tới hạn: P_{cr}

→ Điều kiện ổn định của dầm:

$$P \leq P_{cr} \Leftrightarrow M \leq M_{cr} \Leftrightarrow \sigma \leq \sigma_{cr}$$

Hình 3.17. Mất ổn định tổng thể

2. Công thức kiểm tra ổn định tổng thể:

$$M_{cr} = \frac{\eta c}{l_0} \sqrt{G \cdot I_t \cdot E \cdot I_y} \sqrt{1 + \pi^2 / \alpha} \quad (3.44)$$

η : hệ số xét đến dạng biểu đồ momen, phụ thuộc vào cách đặt tải theo chiều dài dầm;

c - hệ số xét đến liên kết của dầm trên gối tựa và cách đặt tải lên cánh trên hay cánh dưới dầm;

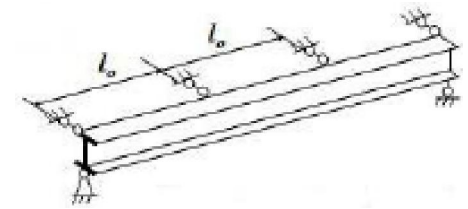
E, G - mô đun đàn hồi về uốn và cắt của vật liệu $G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$

I_t : momen quán tính xoắn, với I tổ hợp: $I_t = \frac{1,25(2b_f \cdot t_f^3 + h_w \cdot t_w^3)}{3}$

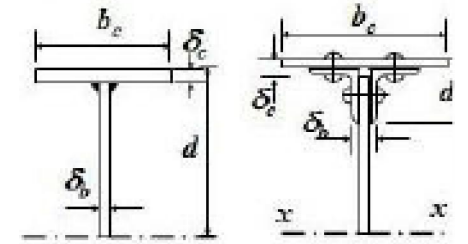
μ : hệ số poátxông, với thép $\mu = 0,3$;

$$\text{Ứng suất tới hạn: } \sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{W} = B \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_0} \right)^2 \quad (3.45)$$

$$\text{Với } B = \frac{\eta c}{2} \sqrt{\frac{I_t}{I_y}} \cdot \sqrt{EG} \cdot \frac{l_0}{h} \cdot \sqrt{1 + \pi^2 / \alpha}$$



Hình 3.18. l_0



Hình 3.19

Kiểm tra ổn định tổng thể của dầm tổ hợp:

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq \sigma_{cr} \text{ viết lại } \sigma_{cr} = \varphi_b \cdot f \quad (3.46) \text{ hay } \frac{M}{\varphi_b \cdot W} \leq f \cdot \gamma_c$$

Trong đó: φ_b - hệ số ổn định tổng thể, để xác định φ_b cần tính giá trị của hệ số

$$\varphi_1: \quad \varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_0} \right)^2 \frac{E}{f} \quad (3.47)$$

Trong đó giá trị của ψ lấy theo bảng 3.2 và 3.3 phụ thuộc vào đặc điểm tải trọng và thông số α .

$$\alpha - \text{hệ số: } \alpha = 4 \frac{G.I_t}{E.I_y} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \quad (3.48)$$

$$\text{dầm tổ hợp I: } \alpha = 8 \left(\frac{l_0.t_f}{h_f.b_f} \right)^2 \left(1 + \frac{a.t_w^3}{b_f.t_f^3} \right) \quad (3.49) \text{ với } a = 0,5h_f;$$

$$\text{dầm định hình } \alpha = 1,54 \cdot \frac{J_x}{J_y} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \quad (3.50)$$

Giá trị M_{th} phụ thuộc vào hình dạng, đặc trưng hình học của tiết diện dầm, vị trí tải trọng tác dụng, liên kết dầm với gối tựa, cách bố trí liên kết ngăn cản

chuyển vị ngang của cánh nén. Vì vậy dầm có một trong các điều kiện sau thì không cần kiểm tra ổn định tổng thể:

- có bản sàn BTCT hoặc bản sàn thép đủ cứng liên kết chắc chắn với cánh nén của dầm;
- khi tỷ số nhíp tính toán với chiều rộng bản cánh nén l_0 / b_f thỏa mãn biểu thức:

$$\frac{l_0}{b_f} \leq \left[0,41 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left(0,73 - 0,016 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h_f} \right] \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (3.51)$$

nếu $\frac{l_0}{b_f} < 15$, dùng $\frac{l_0}{b_f} = 15$ để tính.

3. Biện pháp tăng cường ổn định tổng thể:

- Tăng W_y , bằng cách tăng tiết diện cánh nén.

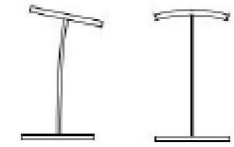
- Giảm l_0 bằng cách bố trí hệ giằng hay thanh chống trong mặt phẳng cánh nén.

§6. ỔN ĐỊNH CỤC BỘ

1. Khái niệm:

Cánh và bụng dầm tổ hợp là những bản thép mỏng khi chịu ứng suất pháp, ứng suất tiếp, cánh hoặc bụng dầm có thể bị vênh từng vùng trước khi dầm mất ổn định tổng thể: Dầm mất ổn định cục bộ.

Phần dầm bị cong vênh không tham gia chịu lực được nữa nên dầm mất tính đối xứng, tâm uốn thay đổi. Khi đó, phần dầm tham gia chịu lực bị thu hẹp \rightarrow phân bố lại ứng suất, phần tiết diện còn lại chịu lực lớn hơn \rightarrow dầm dễ bị mất ổn định tổng



Hình 3.20. Mất ổn định cục bộ

thể.

Mất ổn định cục bộ là một trong những nguyên nhân gây mất ổn định tổng thể.

Biện pháp tăng cường ổn định cục bộ: - $t \uparrow$: Tôn thép

- Gia cố sườn: phức tạp

Hợp lý đối với dầm tổ hợp: - Chọn t_f đủ ổn định cục bộ;

- Chọn t_w mỏng rồi gia cường sườn.

2. Tính toán ổn định cục bộ:

Theo lý thuyết ổn định, ứng suất tới hạn của bản:

$$\sigma_{cr} = \frac{c \cdot \pi^2 \cdot E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{a} \right)^2 = k \cdot \left(\frac{t}{a} \right)^2 \quad (3.52)$$

Trong đó: t, a - Chiều dày và rộng của bản;

c, k - hệ số phụ thuộc vào loại, kích thước của ô bản và dạng ứng suất.

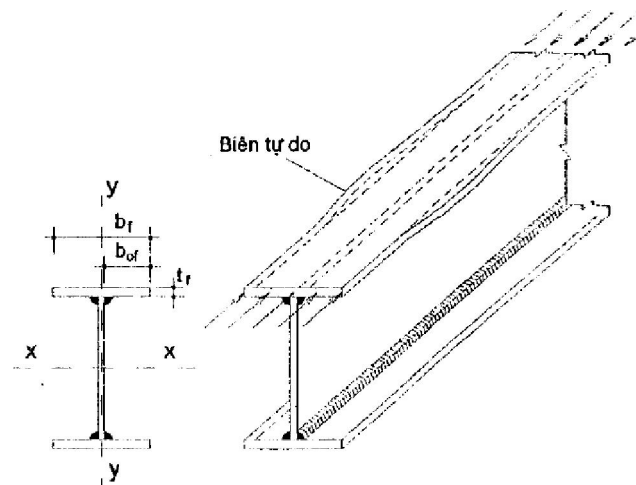
2.1. Ổn định cục bộ cánh nén

Liên kết giữa cánh và bụng coi là khớp, ứng suất tới hạn cho cánh chịu

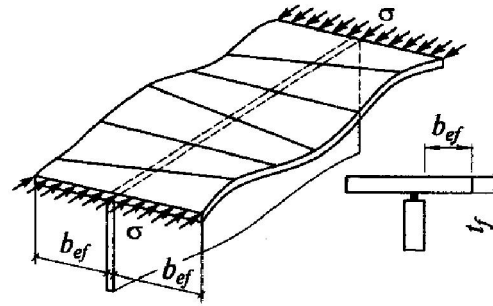
nén của dầm: $\sigma_{cr} = 0,25E \cdot \left(\frac{t_f}{b_{0f}} \right)^2$;

$$b_{0f} = (b_f - t_w) / 2.$$

Quan niệm, sự mất ổn định xảy ra đồng thời với mất cường độ bền,



$$\sigma_{cr} = f.$$



Hình 3.21. Mất ổn định cục bộ của cánh dầm

Điều kiện kiểm tra: $\frac{b_{0f}}{t_f} \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{f}}$ theo quy phạm: thép CT3, cánh không mất

ổn định cục bộ khi: $\frac{b_0}{t_0} \leq \left[\frac{b_0}{t_0} \right] = 15.$

2.2. Ổn định cục bộ bản bụng:

Bản bụng có thể mất ổn định do tác dụng ứng suất pháp, ứng suất tiếp hoặc do cả hai loại ứng suất trên.

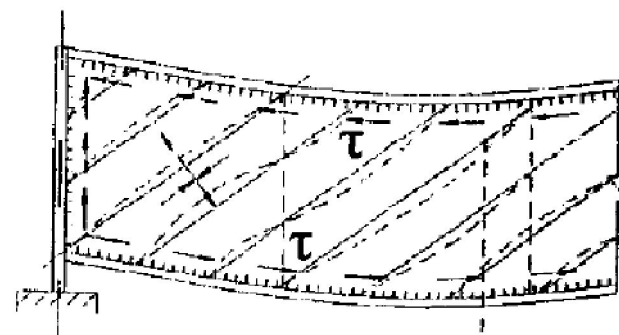
a. Chịu ứng suất tiếp:

Khi không có sườn gia cường, không kể đến sự ngàm đàn hồi giữa bụng và cánh, ứng suất tới hạn:

$$\tau_{cr} = \frac{k_v \pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2$$

k_v - hệ số phụ thuộc tỷ số cạnh ngăn trên cạnh dài của ô bản, phụ thuộc vào tải trọng tác dụng lên dầm.

Xét đến ngàm đàn hồi của hai cạnh dài đối diện: $\tau_{th} = 10,3 \frac{f}{\lambda_b^2}$



Hình 3.22. Mất ổn định cục bộ của cánh dầm do ứng suất tiếp

Với:
$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{f}{E}}$$

Từ điều kiện chịu lực hợp lý, cho $\tau_{cr} = f_v$. Giới hạn độ mảnh quy ước:

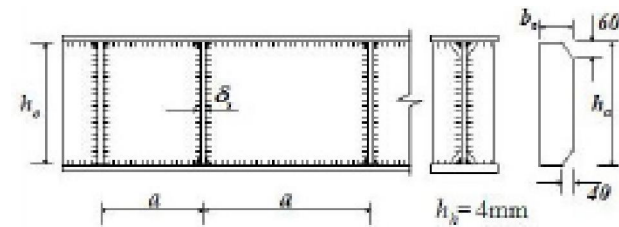
$[\bar{\lambda}_b] = \sqrt{10,3} = 3,2$; dầm chịu tải trọng động: $[\bar{\lambda}_w] = 2,2$

Điều kiện kiểm tra: $\bar{\lambda}_w \leq [\bar{\lambda}_w]$

Nếu không thỏa mãn, phải gia cường bản bụng bằng các sườn đứng ở hai bên bụng dầm.

Cấu tạo sườn đứng:

- Chiều cao: $h_s = h_w$;



Hình 3.23. Gia cường sườn đứng cho bụng dầm

- Chiều dày: $\delta_s \geq 2.b_s \cdot \sqrt{\frac{f}{E}}$

- Chiều rộng $b_s \geq \frac{h_w}{30} + 40mm$ sườn đối xứng

$b_s \geq \frac{h_w}{24} + 50mm$ bố trí sườn một bên bản bụng

- Khoảng cách giữa 2 sườn: $a \leq 2h_w$ khi: $\bar{\lambda}_w > 3,2$; $a \leq 2,5h_w$ khi: $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$

Đường hàn liên kết sườn vào bụng dầm $h_f = 5mm$.

Sau khi được gia cường, độ ổn định của bản bụng tăng lên, giá trị ứng suất tới

hạn tăng lên: $\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{f_v}{\bar{\lambda}_{0w}^2}$

Trong đó: μ - tỷ số cạnh dài/ cạnh ngắn ô bản

$$\bar{\lambda}_{0w} - \text{độ mảnh quy ước ô bản, } \bar{\lambda}_{0w} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{f}{E}}$$

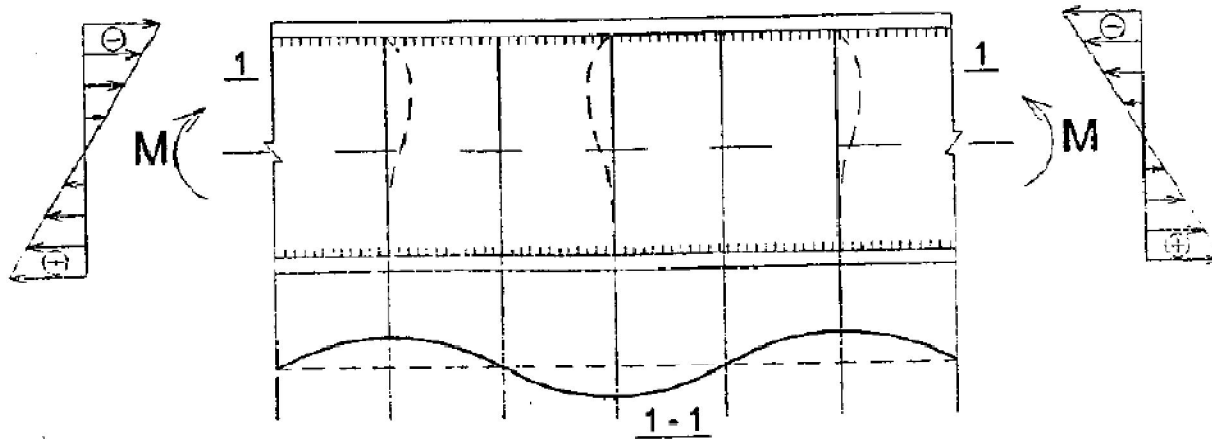
d – cạnh ngắn hơn trong hai cạnh của ô

Nếu bố trí sườn đứng với khoảng cách tối đa theo quy định $a=2h_w \rightarrow \mu=2$, khi đó $\bar{\lambda}_{0w}=\bar{\lambda}_w$ thì $\tau_{cr} = 12,26 \frac{f_v}{\bar{\lambda}_w^2}$

Quan niệm như trên, cho $\tau_{cr} = f_v$, ta có $[\bar{\lambda}_{0w}] = 3,5$ khi dầm không chịu tải trọng tập trung.

Khi có lực tập trung đặt trên cánh nén dầm thì: $[\bar{\lambda}_{0w}] = 2,5$

b. Mất ổn định cục bộ của bản bụng dầm dưới tác dụng của ứng suất pháp.



Hình 3.24. Mất ổn định cục bộ của bản bụng dầm dưới tác dụng của ứng suất pháp

Tại những vùng chịu M lớn, vùng nén của bản bụng dầm phình ra khỏi mặt phẳng uốn thành sóng vuông góc mặt phẳng uốn. Giá trị tới hạn của ứng suất pháp phụ thuộc vào sự phân bố ứng suất pháp trên tiết diện bản bụng và mức độ

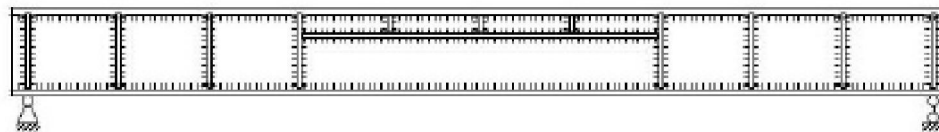
ngàm đàn hồi của bụng và cánh dầm
$$\sigma_{cr} = c_{cr} \frac{f}{\lambda_w^2}$$

c_{cr} tra bảng và phụ thuộc vào hệ số $\delta = \beta \frac{b_f}{h_w} \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3$; hệ số β tra bảng.

Coi mức độ ngàm đàn hồi của bụng vào cánh dầm nhỏ nhất $c_{cr} = 30$, mất ổn định cục bộ đồng thời với mất khả năng chịu lực về bền, $\sigma_{cr} = f$, có:

$$f = 30 \left[\frac{f}{\lambda_w^2} \right] \Rightarrow \left[\lambda_w \right] = 5.5; \left[\lambda_w \right] = \left[\frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f}{E}} \right] = 5.5 \Rightarrow \left[\frac{h_w}{t_w} \right] = 5.5 \sqrt{\frac{E}{f}}$$

Khi tỷ số h_w / t_w vượt quá giá trị trên, bản bụng dầm bị mất ổn định dưới tác dụng của riêng ứng suất pháp. Cần đặt thêm sườn dọc cách biên bụng vùng nén của bản bụng đoạn $= (0,2 \div 0,25) h_w$



Hình 3.25: Sườn đứng và ngang trong dầm tổ hợp hàn

c. Chịu ứng suất pháp và ứng suất tiếp

Tại vị trí vừa có M lớn vừa có V lớn, tác dụng đồng thời có thể làm cho bản bụng bị mất ổn định cục bộ sớm hơn so với khi chỉ có một loại ứng suất tác dụng

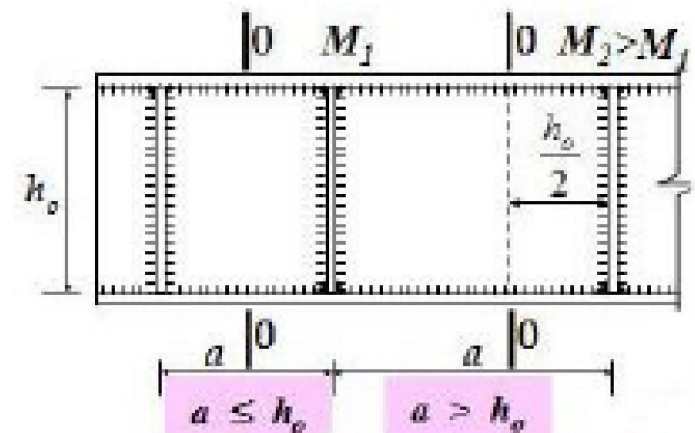
- Khi không có lực tập trung tác dụng cục bộ trên cánh nén của dầm và

$$3,5 < \bar{\lambda}_w < 6$$

Công thức kiểm tra:
$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c$$

Với: σ_{cr}, τ_{cr} tính theo
$$\sigma_{cr} = c_{cr} \frac{f}{\bar{\lambda}_w^2};$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{f_v}{\bar{\lambda}_{0w}^2}$$



$$\sigma = \frac{M}{W} \frac{h_w}{h} \leq \sigma_{cr}; \tau = \frac{V}{h_w t_w} \leq \tau_{cr};$$

Hình 3.26: Tiết diện kiểm tra ổn định cục bộ

khi $a \leq h_w$: M, V lấy giá trị tại tiết diện giữa ô;

khi $a > h_w$ lấy giá trị M, V tại giữa ô hình vuông cạnh h_w kê về phía có nội lực lớn.

- Khi có lực tập trung tác dụng cục bộ trên cánh nén và $2.5 < \bar{\lambda}_w \leq 6$

Công thức kiểm tra:
$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_c}{\sigma_{c,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c$$

$\sigma_{cr}, \sigma_{c,cr}$: Xác định tùy thuộc tỷ số a / h_w .

a) khi $a / h_w \leq 0,8$, $\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot f}{\bar{\lambda}_w^2}$; $\sigma_{c,cr} = \frac{c_1 f}{\bar{\lambda}_a^2}$

$$\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t_w} \sqrt{\frac{f}{E}}, c_1 - \text{tra bảng phụ thuộc tỷ số } a / h_w \text{ và hệ số } \delta.$$

b) khi $a / h_b > 0,8$, tỷ số σ_c / σ lớn hơn giá trị trong bảng thì $\sigma_{cr} = \frac{c_2 f}{\bar{\lambda}_w^2}$

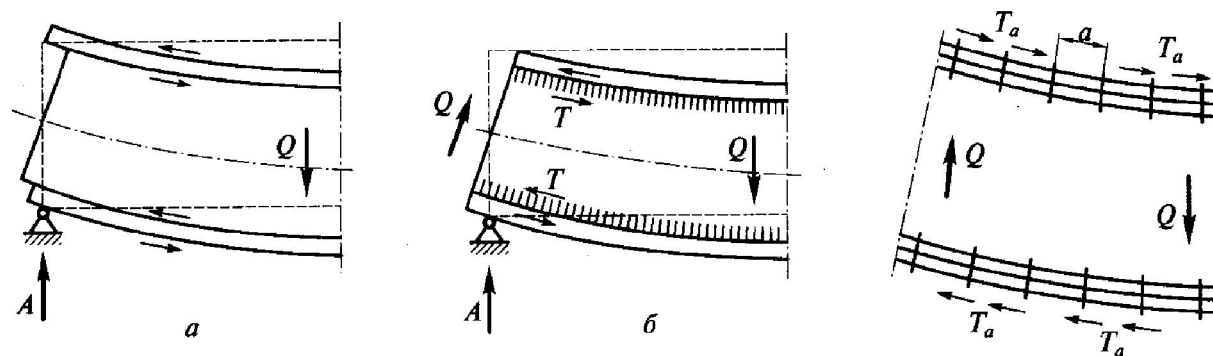
c_2 - tra bảng; $\sigma_{c,cr} = \frac{c_1 f}{\bar{\lambda}_a^2}$, nếu $a / h_w > 2$ thì lấy $a = 2h_w$ để tính.

c) khi $a / h_w > 0,8$, tỷ số σ_c / σ không lớn hơn giá trị trong bảng thì

$$\sigma_{th} = \frac{c_{th} \cdot R}{\bar{\lambda}_b^2}; \sigma_{c,cr} = \frac{c_1 f}{\bar{\lambda}_a^2} \text{ nhưng đặt } a/2 \text{ thay cho } a.$$

§ 7. CẤU TẠO VÀ TÍNH TOÁN CÁC CHI TIẾT CỦA DẦM

1. Liên kết giữa cánh và bụng dầm:



Hình 3.27. Hiện tượng trượt giữa cánh và bụng dầm

Liên kết để chống trượt giữa cánh và bụng dầm do lực cắt gây ra. Gọi τ là ứng

suất trượt ở biên bụng dầm. Thì lực trượt trên 1 đơn vị dài: $T = \tau \cdot l \cdot t_w = \frac{V \cdot S_c}{I_x}$

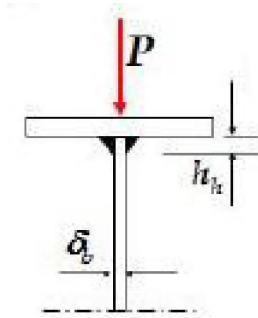
Dầm tổ hợp hàn

Khả năng các đường hàn góc (theo 1 đơn vị dài) cần phải lớn hơn lực trượt T:

$$2h_f(\beta f_w)_{\min} \gamma_c \geq T \text{ ta có } h_f \geq \frac{VS_f}{2(\beta f_w)_{\min} I_x \gamma_c}$$

Khi có lực tập trung P tác dụng lên cánh dầm mà tại đó không có sườn đứng thì đường hàn liên kết chịu

thêm ứng suất cục bộ: $h_f \geq \frac{\sqrt{\left(\frac{VS_f}{I_x}\right)^2 + \left(\frac{P}{l_z}\right)^2}}{2(\beta f_w)_{\min} \gamma_c}$; l_z –
chiều dài phân bố lực tập trung. $l_z = b + 2t_f$



*Hình 3.28.
Đường hàn liên
kết cánh và bụng
dầm*

2. Cấu tạo và tính mối nối dầm:

- Dầm định hình không đủ dài, phải nối dầm tại nhà máy (mối nối công xưởng).
- Dầm có chiều dài, trọng lượng vượt quá giới hạn cho phép của phương tiện vận chuyển nên phải dùng mối nối lắp ghép (mối nối công trường).

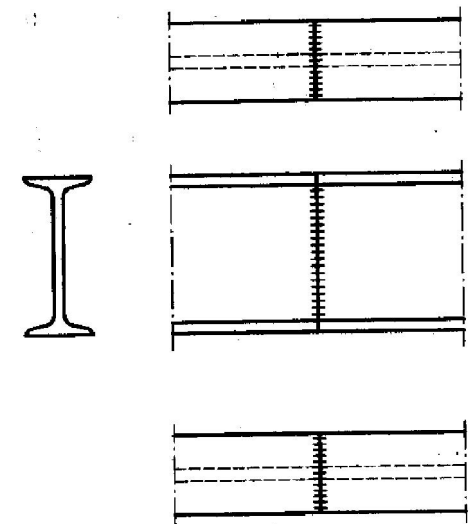
2.1. Nối dầm định hình:

Dùng liên kết hàn theo 1 trong 3 cách sau:

a. *Nối đối đầu*: chỉ dùng để nối dầm ở những vị trí tiết diện có $M \leq 0,85M_{max}$

Để giảm ứng suất hàn và biến hình hàn theo thứ tự nối bụng trước, cánh sau.

Nếu $M \geq 0,85M_{max}$ dùng thêm cách nối:



Hình 3.31. Nối đối đầu

dầm định hình

- Hàn đối đầu và ghép cánh (thêm bản nối cho mỗi cánh dầm)

Đường hàn đối đầu nối cánh, nối bụng cùng bản nối cánh chịu toàn bộ mômen tại tiết diện nối. Khả năng chịu lực của mỗi nối:

$$M = M_w + M_{bn} \quad \text{hay} \quad M = W_f \cdot f_{wt} \cdot \gamma_c + N_{bn} \cdot h_{bn};$$

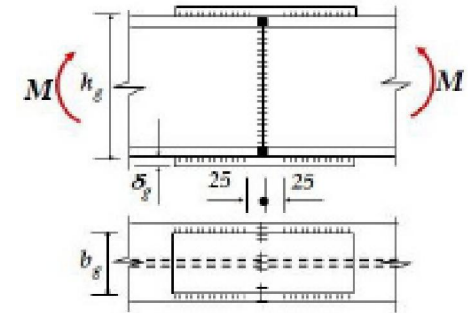
$$M_{bn} = M - W_f \cdot f_{wt} \cdot \gamma_c$$

M_{bn} phân thành ngẫu lực tác dụng vào bản nối,

$$A_{bn} = \frac{N_{bn}}{f \cdot \gamma_c} = \frac{M_{bn}}{h_{bn} f \cdot \gamma_c}; \quad h_{bn} = h + (12 \div 20) \text{mm};$$

$$b_{bn} = b_f - (16 \div 20) \text{mm}$$

$$\rightarrow t_{bn} = A_{bn} / b_{bn} \text{ chọn } \geq 4 \text{mm}$$



Hình 3.32. Nối đối đầu
và ghép cánh dầm định
hình

Chiều dài đường hàn liên kết 1/ 2 bản ghép với cánh dầm chịu lực

$$N_{bn} = M_{bn} / h_{bn}.$$

$$\rightarrow \sum l_h = \frac{N_{bn}}{(\beta \cdot f_w)_{\min} \cdot h_f \cdot \gamma_c}$$

Nên chọn trước chiều cao đường hàn góc nối bản nối với cánh dầm: $h_f \leq t_{bn}$

- Dùng đường hàn góc, ghép cánh và ốp bụng:

Có ứng suất tập trung lớn ở mỗi nối, nên dùng cho dầm chịu tải trọng tĩnh, nhiệt độ bình thường.

Bản nối cánh chịu: N_{bn} do M gây ra:

$$N_{bn} = \frac{M}{h_{bn}} \rightarrow A_{bn} = \frac{N_{bn}}{f \cdot \gamma_c}$$

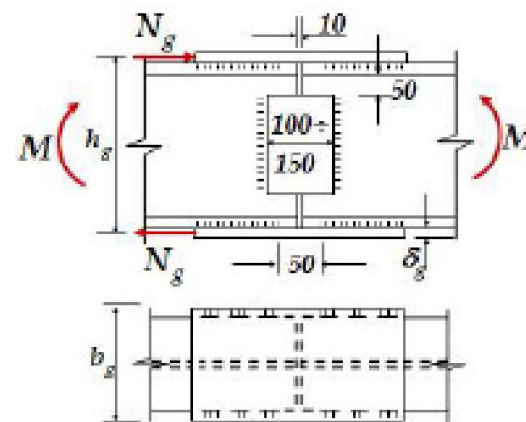
Đường hàn góc liên kết bản nối bụng và bụng dầm chịu lực cắt Q:

Ứng suất trên đường hàn:

$$\tau_{wf} = \frac{V}{2\beta_f h_f l_f} \leq f_{wf} \gamma_c$$

Ứng suất trên biên thép nóng chảy:

$$\tau_{ws} = \frac{V}{2\beta_s h_f l_f} \leq f_{ws} \gamma_c$$



Hình 3.33. Ghép cánh và ốp bụng dầm

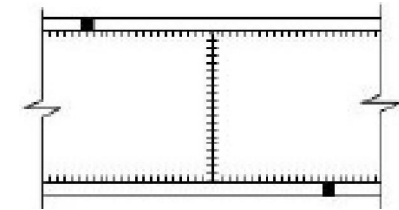
Thường chọn $b_{bn} = 100 \div 180mm$; $t_{bn} \approx t_w$

2.2. Cấu tạo và tính toán mối nối dầm tổ hợp hàn:

Thông dụng nhất là dùng liên kết đôi đầu nối bụng và nối cánh dầm, vị trí mối nối cánh và nối bụng được bố trí so le để tránh ứng suất hàn.

Độ bền chịu nén đường hàn đôi đầu không nhỏ hơn thép cơ bản nên đường hàn nối có thể dùng đường hàn thẳng góc và nối trên một tiết diện.

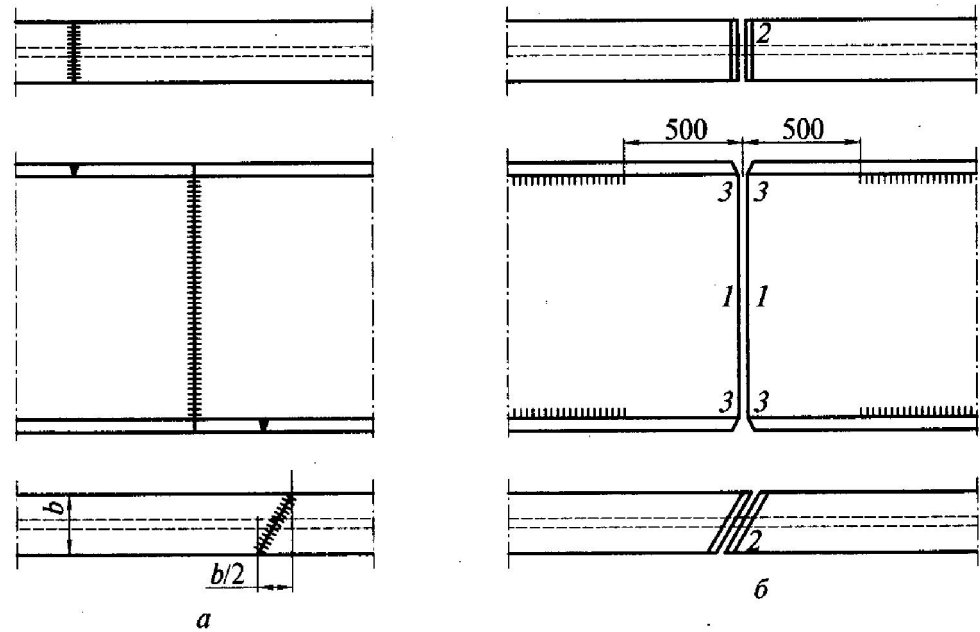
Độ bền chịu kéo đường hàn đôi đầu bằng khoảng 85% độ bền chịu kéo thép làm dầm nên chỉ có thể dùng đường hàn đôi đầu thẳng góc nối cánh chịu kéo ở những tiết diện có $M \leq 0,85M_{max}$. Trong các trường hợp còn lại cần dùng đường hàn đôi đầu xiên góc ($45^0 \div 60^0$) để nối cánh chịu kéo của dầm.



Hình 3.34. Nối công xởng dầm tổ hợp hàn

Mối nối lắp ghép:

Mối nối lắp ghép của dầm tổ hợp hàn được thực hiện trên cùng một tiết diện dầm. Giải pháp này tránh được các cong vênh do bản thép nhô quá dài hoặc nhằm có được các đầu đoạn dầm tại chỗ nối phẳng, gọn, đơn giản cho đóng gói, cầu lắp.



Hình 3.35. Nối lắp ghép dầm tổ hợp hàn

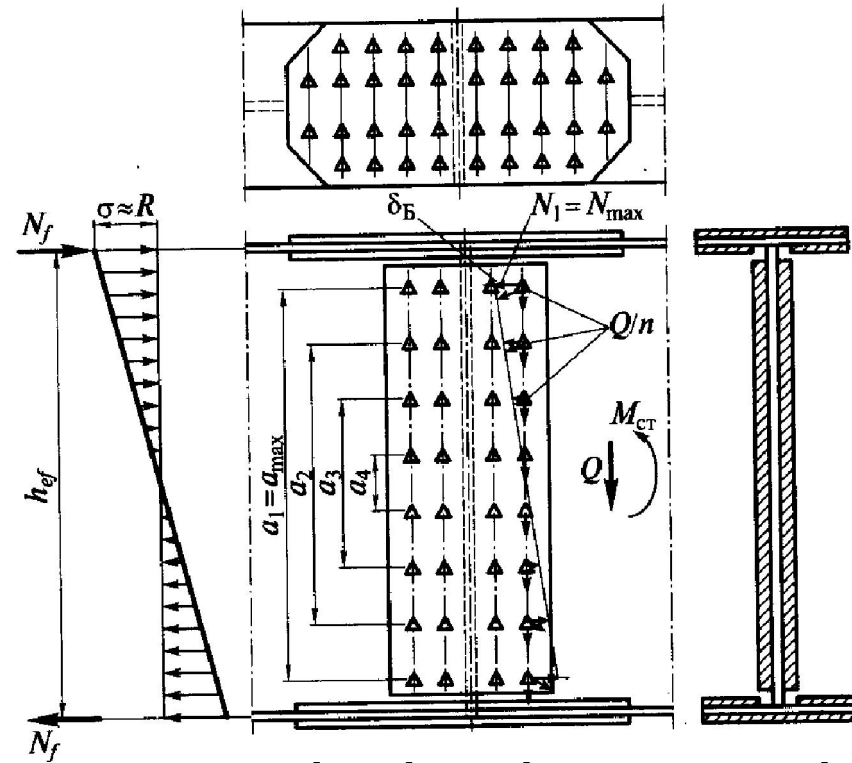
Khi thực hiện đường hàn lắp ghép cần hàn theo thứ tự: hàn nối bản bụng trước tiếp theo là nối các bản cánh dầm vì các đường hàn này có tiết diện và độ co ngót

ngang lớn, cuối cùng là các đường hàn bổ sung (các đường hàn 3 có co ngót dọc không lớn nên không gây ứng suất và biến dạng phụ cho mối nối).

2.3. Cấu tạo và tính toán mối nối dầm tổ hợp hàn, dùng bulông

Việc tiến hành các mối nối lắp ghép khuyếch đại dầm bằng liên kết hàn gặp nhiều khó khăn và khó đảm bảo chất lượng. Hiện nay giải pháp dùng bulông cường độ cao cho các mối nối lắp ghép dầm đang được sử dụng khá phổ biến.

Mỗi cánh dầm dùng 3 bản nối, mỗi nối bụng dầm 2 bản ốp 2 bên có bề dày $t = t_w$.



Hình 3.36. Nối dầm tổ hợp hàn bằng bulông

Mô men uốn tác dụng lên mỗi nối phân cho mỗi nối cánh và bụng lệ thuận với độ cứng của cánh và bụng.

Mô men do mỗi nối cánh chịu: $M_f = M \cdot \frac{I_f}{I_x}$; Mô men do mỗi nối bụng chịu:

$$M_w = M \cdot \frac{I_w}{I_x}$$

Lực cắt V do mỗi nối bụng chịu và xem như phân bố đều cho các bulông. Với quan niệm trên, tính toán cụ thể như sau:

*** Mỗi nối cánh dầm:**

Số lượng bulông ở mỗi phía mỗi nối: $n_f = \frac{N_f}{[N]_{blc} \gamma_c}$ (3.94) với $N_f = \frac{M_f}{h_{bn}}$;

*** Mỗi nối bụng dầm:**

Chọn đường kính bulông d và số lượng bulông n_w ở 1 phía mỗi nối bụng dầm, với bước bulông theo phương bề rộng bản nối bụng lấy theo a_{min} để giảm kích thước và trọng lượng bản nối.

Tại tiết diện chỉ có M. Kiểm tra: $N_{max} \leq [N]_{blc} \cdot \gamma_c \quad (3.95)$

$$N_{max} = \frac{M_w}{m \sum l_i^2} \cdot l_{max}; m - \text{số bulông ở một nửa liên kết.}$$

Tại tiết diện có M và V: Coi mỗi nối bụng chịu V, V chia đều cho các bulông, mỗi bulông chịu $V_l = V / n_w$. M_w phân bổ thành lực ngang, lớn nhất là cho những bulông hàng ngoài N_{max} . Bulông hàng ngoài cần thỏa mãn điều kiện sau:

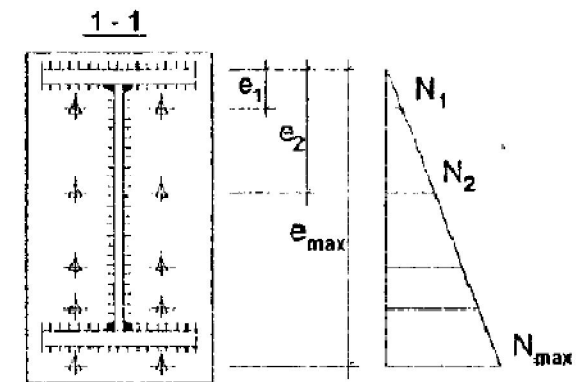
$$\sqrt{N_{max}^2 + V^2} \leq [N]_{blc} \cdot \gamma_c$$

Với: N_{max} : Nội lực theo phương ngang trong mỗi bulông hàng ngoài cùng do M_w gây ra.

2.4. Cấu tạo và tính toán mối nối dầm tổ hợp hàn, dùng mặt bích với bulông cường độ cao

Mối nối dầm tổ hợp hàn dùng bulông và các bản nối tuy đơn giản hơn mối nối dùng hàn, nhưng vẫn còn công kênh, phức tạp, khó khăn cho thi công vì còn dùng quá nhiều bản ghép. Mối nối dùng mặt bích với bulông cường độ cao nhằm khắc phục hạn chế này.

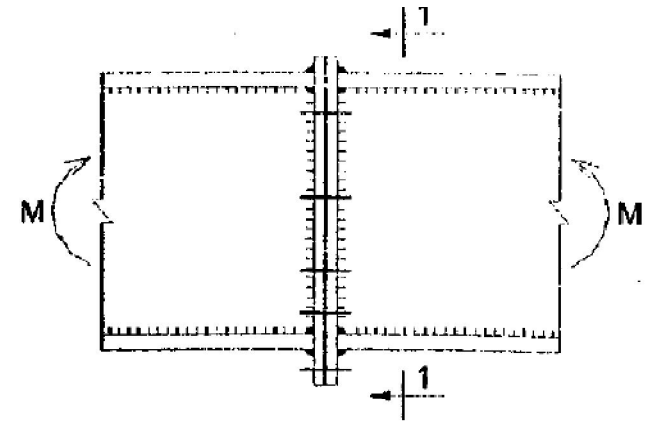
Khi liên kết chịu tác dụng của M thì lực tác dụng lớn nhất là lực kéo dọc trục lên bulông xa cánh nén



nhất N_{max} . Các bulông kiểm tra điều kiện chịu lực:

$$N_{max} = \frac{M \cdot l_{max}}{\sum_{i=1}^m n_i \cdot l_i^2} \leq [N]_{blc}^k \cdot \gamma_c; \quad m - \text{số cột dính trong}$$

liên kết; n_i - số bulông ở hàng thứ i ;



Hình 3.37. Nối dầm tới hợp hàn bằng bulông

§8. GỖI DẦM

1. Cấu tạo và tính toán phần đầu dầm, gối dầm

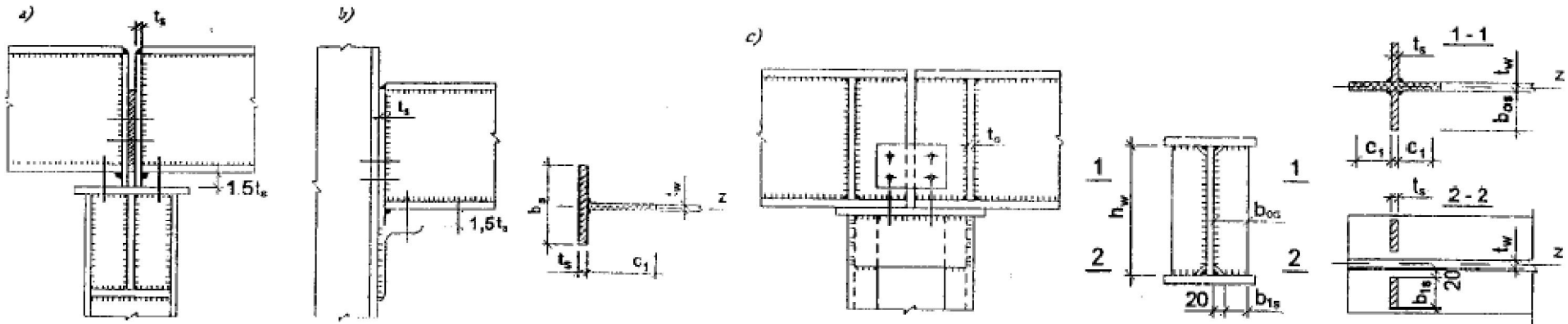
Giải pháp cấu tạo phần đầu dầm phụ thuộc vào vật liệu làm gối tựa, vào kiểu tựa dầm lên gối và độ lớn phản lực gối. Thường dầm thường được gối lên dầm chính hay cột, tường.

a. Dầm thép tựa lên cột thép

Một số giải pháp liên kết khớp dầm với cột: Gối tựa dầm chịu phản lực lớn nên để bụng dầm chịu được và truyền lại cho gối tựa nên cần gia cường bằng các

sườn gôđ đặt ở đầu dầm hoặc gần đầu dầm sao cho phản lực truyền đúng trọng tâm gôđ tựa. Cánh dưới đặt sát cánh dưới dầm hoặc nhô ra khỏi cánh dưới dầm một đoạn $a \leq 1,5t_s$, $a \approx 10 \div 20mm$. Bề dày sườn gôđ $t_s \geq t_w$.

Chiều rộng b_s chọn theo điều kiện đảm bảo ổn định cục bộ, chiều rộng nhô ra khỏi bản bụng b_{os} thỏa mãn
$$\frac{b_{os}}{t_s} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (3.100)$$



Hình 3.38. Đầu dầm tựa vào cột thép

Tiết diện sườn gôđ kiểm tra theo điều kiện ép mặt:
$$\sigma_{em} = \frac{F}{A_s} \leq f_c \cdot \gamma_c \quad (3.101)$$

Sườn gôđ cần kiểm tra điều kiện về ổn định ra ngoài mặt phẳng như thanh chịu nén đúng tâm. Coi phần dầm ở gôđ tựa như thanh quy ước có tiết diện là phần

gạch chéo gồm tiết diện sườn gôỉ A_s và một phần bụng dầm c_1 ($c_1 = 0,65t_w \sqrt{E/f}$). Thanh hai đầu khớp chịu lực nén đúng tâm là phản lực gôỉ tựa F, chiều dài thanh bằng chiều cao bản bụng dầm $l_0 = h_w$.

Công thức kiểm tra:
$$\sigma_{od} = \frac{F}{\varphi \cdot A_{qu}} \leq f \cdot \gamma_c \quad (3.102)$$

Trong đó: hệ số uốn dọc φ phụ thuộc vào độ mảnh $\lambda = h_w / i_y$, với $i_y = \sqrt{\frac{I_{qu}^y}{A_{qu}}}$

$$A_{qu} = A_s + A_{bqu}$$

với $A_{bqu} = 0,65t_w^2 \sqrt{\frac{E}{f}}$ - sườn bố trí ngay đầu dầm; $A_{bqu} = 2 \cdot 0,65t_w^2 \sqrt{\frac{E}{f}}$ - khi

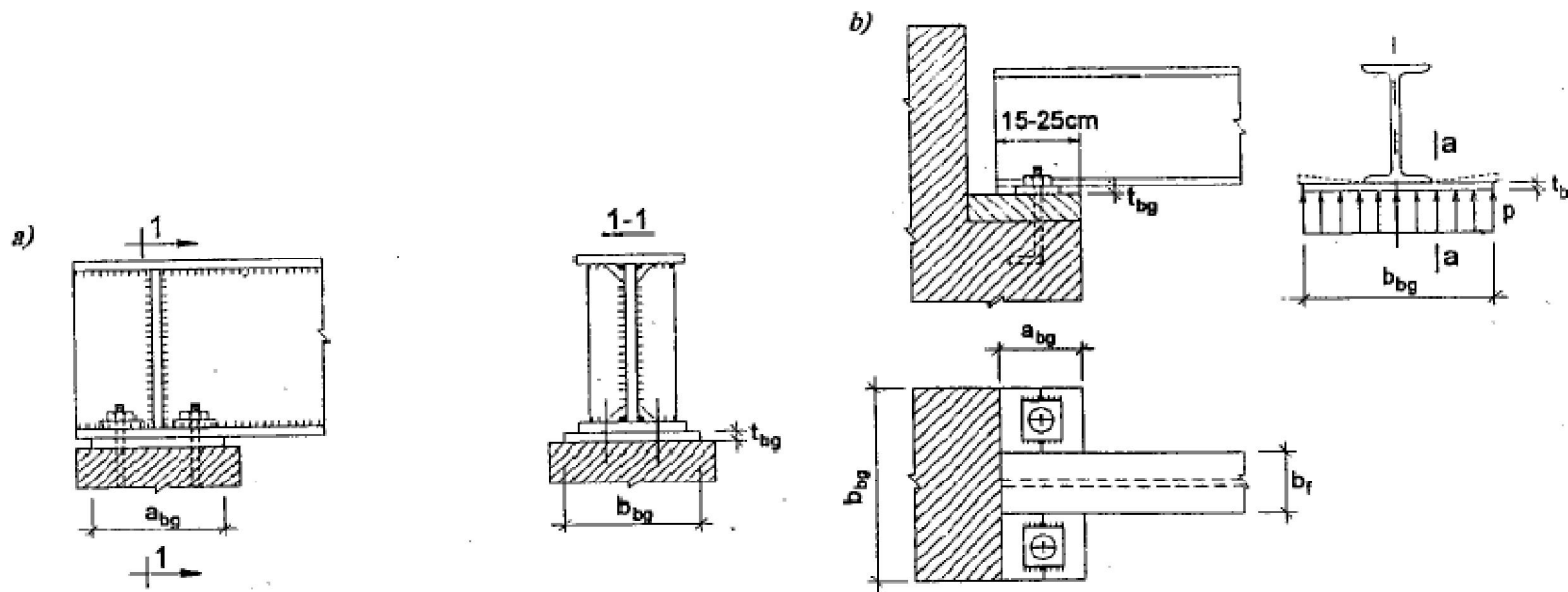
sườn gần đầu dầm

Nếu khoảng cách từ sườn gối đến đầu dầm nhỏ hơn $0,65t_w\sqrt{E/f}$ thì chiều rộng phần bản bụng phía đầu dầm để tính toán tiết diện quy ước lấy theo kích thước thực tế.

Đường hàn liên kết sườn và bụng dầm tính chịu phản lực gối tựa F.

b. Dầm thép tựa lên tường, cột bê tông hoặc gạch đá

Độ bền chịu ép mặt của gạch đá, BTCT nhỏ hơn thép nên để áp lực trên đầu cột phân bố đều và không vượt quá cường độ chịu nén của vật liệu cột → đặt một bản gối bằng thép dày có diện tích lớn hơn phần tiếp xúc của dầm với cột để mở rộng phạm vi truyền lực từ dầm lên gối tựa.



Hình 3.39. Dầm tựa lên cột, tường bằng bê tông hoặc gạch đá a) dầm tổ hợp;
b) dầm thép hình

Diện tích bản gối xác định từ điều kiện vật liệu cột chịu được lực cục bộ do phân lực gối F gây nên: $A_{bg} = a_{bg} \cdot b_{bg} \geq \frac{F}{R_{ecb} \cdot \gamma_c}$ (3.104)

Với: R_{ecb} - cường độ tính toán chịu ép mặt cục bộ của vật liệu gối tựa (bê tông, gạch đá xem TCVN 356:2005);

a_{bg}, b_{bg} - chiều dài, rộng bản gôi.

Chiều dày bản gôi xác định từ điều kiện tiết diện nguy hiểm nhất chịu được mômen do phản lực gôi F gây nên, bản gôi đủ cứng chịu lực phân phối đều:

$$p = \frac{F}{a_{bg} \cdot b_{bg}} \quad (3.105)$$

Tiết diện nguy hiểm nhất là tiết diện bản gôi tiếp xúc với mép dọc cánh dầm

(a-a). M tại tiết diện nguy hiểm: $M_a = \frac{1}{2} p a_{bg} \left(\frac{b_{bg} - b_f}{2} \right)^2 \quad (3.106)$

Mômen kháng uốn tiết diện a-a: $W_a = \frac{a_{bg} \cdot t_{bg}^2}{6} \geq \frac{M_a}{f \cdot \gamma_c} \quad (3.107)$

Xác định được bề dày bản gôi: $t_{bg} \geq \sqrt{\frac{6M_a}{a_{bg} \cdot f \cdot \gamma_c}} \quad (3.108)$

Khi dầm thép tựa lên tường, cột bằng gạch hoặc btct thì ngoài tính toán về bền thì còn phải kiểm tra ổn định của sườn đầu dầm.

CHƯƠNG 1: KHÁI NIỆM CHUNG

1. Đặc điểm và phạm vi sử dụng
2. Vật liệu sử dụng làm cầu thép
3. Các phương pháp liên kết thường dùng trong cầu thép

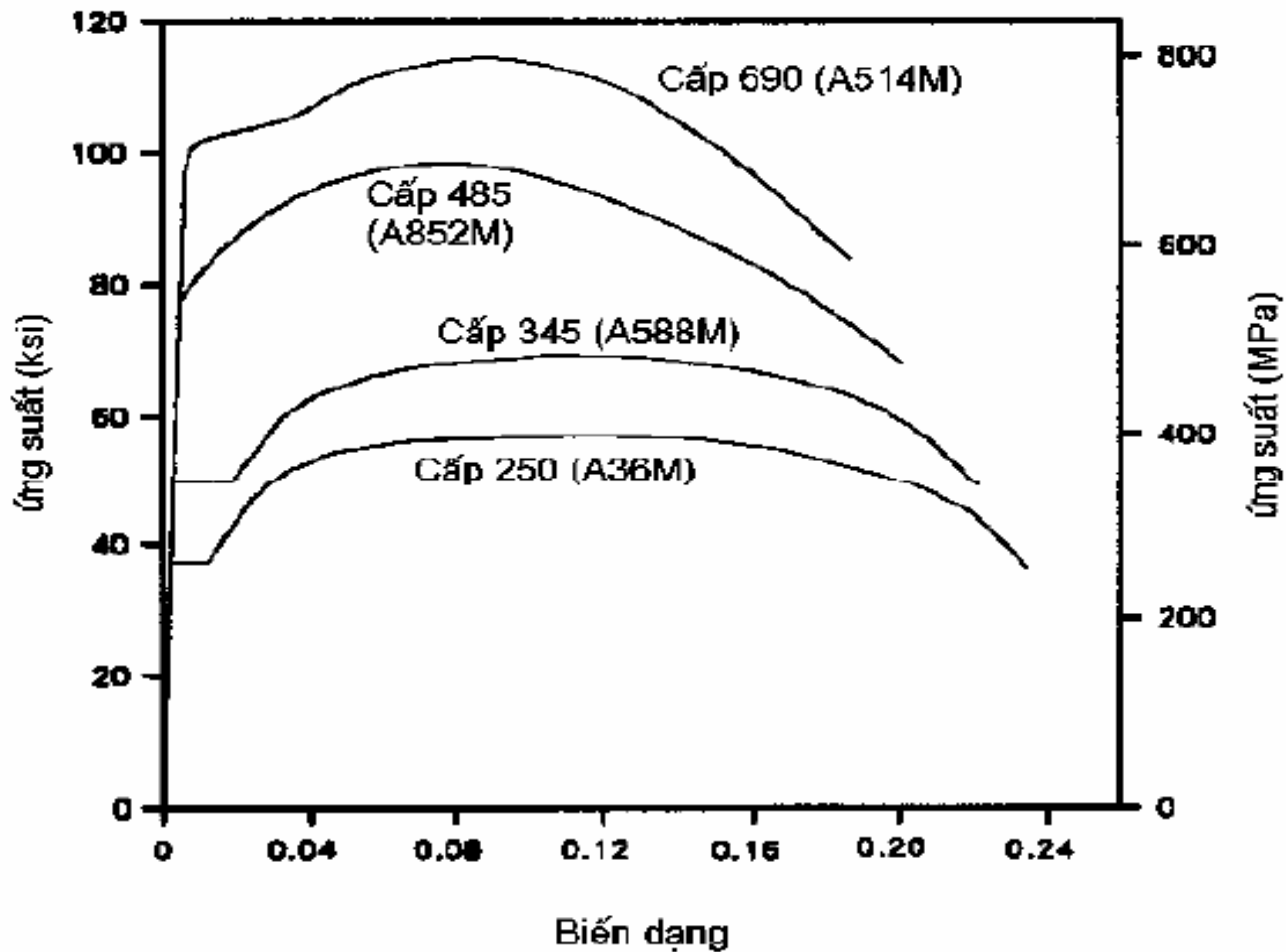
BÀI 1. ĐẶC ĐIỂM VÀ PHẠM VI SỬ DỤNG

- Tính chịu lực cao ứng với mọi loại ứng suất
- Trọng lượng bản thân kết cấu nhẹ
- Môđun đàn hồi rất lớn, độ võng nhỏ
- Có tính dẻo dai cao
- Thép có tính đồng nhất cao.
- Dễ gia công
- Có nhiều dạng liên kết đáng tin cậy
- Nhược điểm cơ bản là hiện tượng gỉ
 - ⇒ thường được dùng cho kết cấu nhịp của các cầu lớn trên đường sắt, đường ô tô và các loại cầu tạm.

BÀI 2. VẬT LIỆU SỬ DỤNG LÀM CẦU THÉP

1. Phân loại:

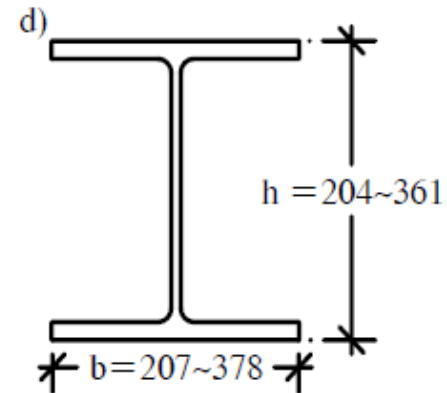
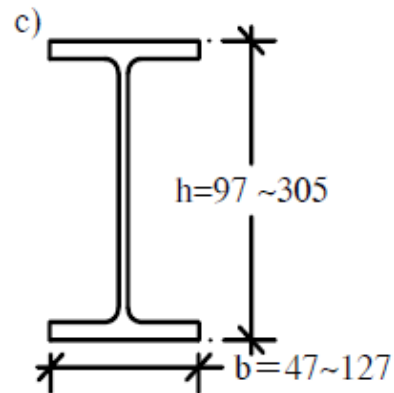
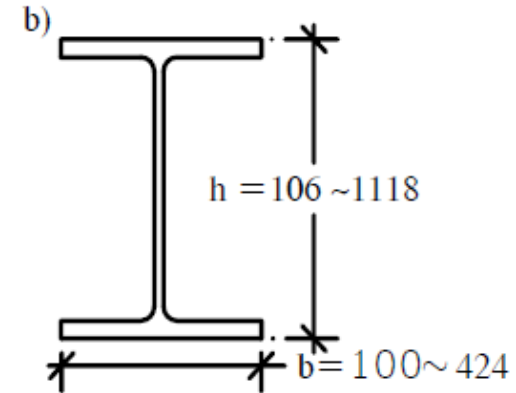
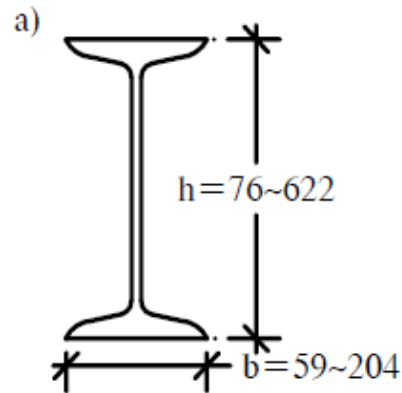
- Thép cacbon (cấp 250)
- Thép hợp kim thấp cường độ cao (cấp 345)
- Thép hợp kim thấp gia công nhiệt (cấp 485)
- Thép hợp kim cường độ cao gia công nhiệt (cấp 690)



Hình 1.1. Các đường cong ứng suất-biến dạng điển hình đối với thép kết cấu

2. Các loại thép thường dùng trong cầu thép

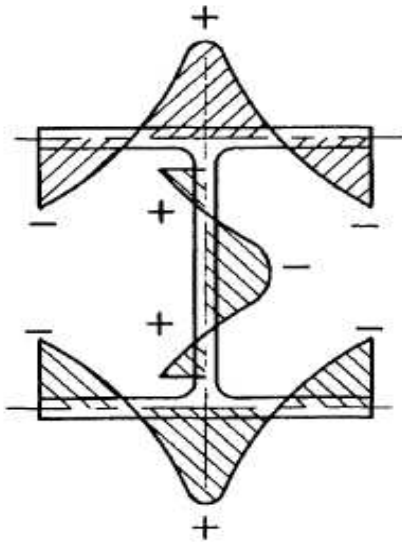
- Thép bản, thép tấm.
- Thép hình.



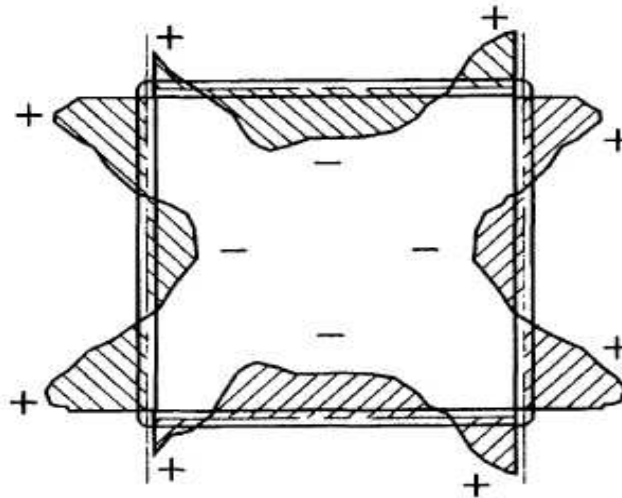
3. Ứng suất dư

- Ứng suất tồn tại trong các bộ phận kết cấu mà không do tác động của bất kỳ ngoại lực nào.
- Ứng suất dư có thể phát sinh trong quá trình gia công nhiệt, gia công cơ học hay quá trình luyện thép.
 - Ứng suất dư do gia công nhiệt hình thành khi sự nguội xảy ra không đều.
 - Ứng suất dư do gia công cơ học xảy ra do biến dạng dẻo không đều khi bị kích ép.
 - Ứng suất dư do luyện kim sinh ra do sự thay đổi cấu trúc phân tử của thép.

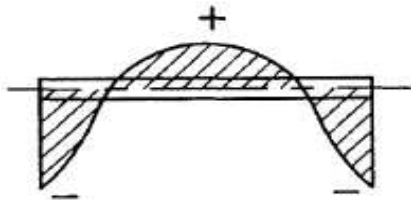
(a)



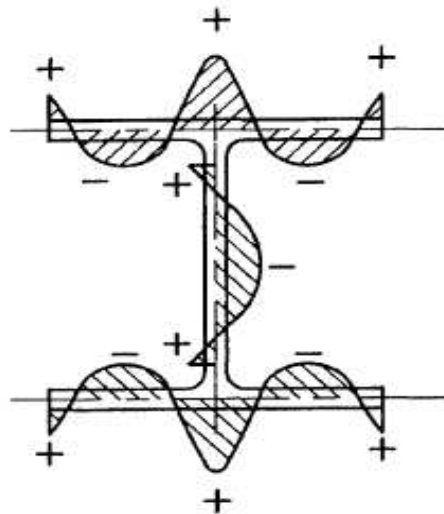
(b)



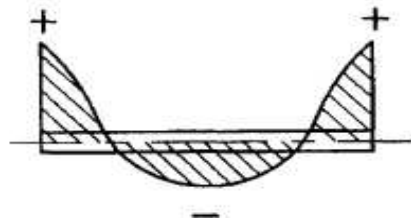
(c)



(e)



(d)



Hình. Sơ họa ứng suất dư trong các mặt cắt thép cán và ghép trong xưởng.

(a) mặt cắt cán nóng,

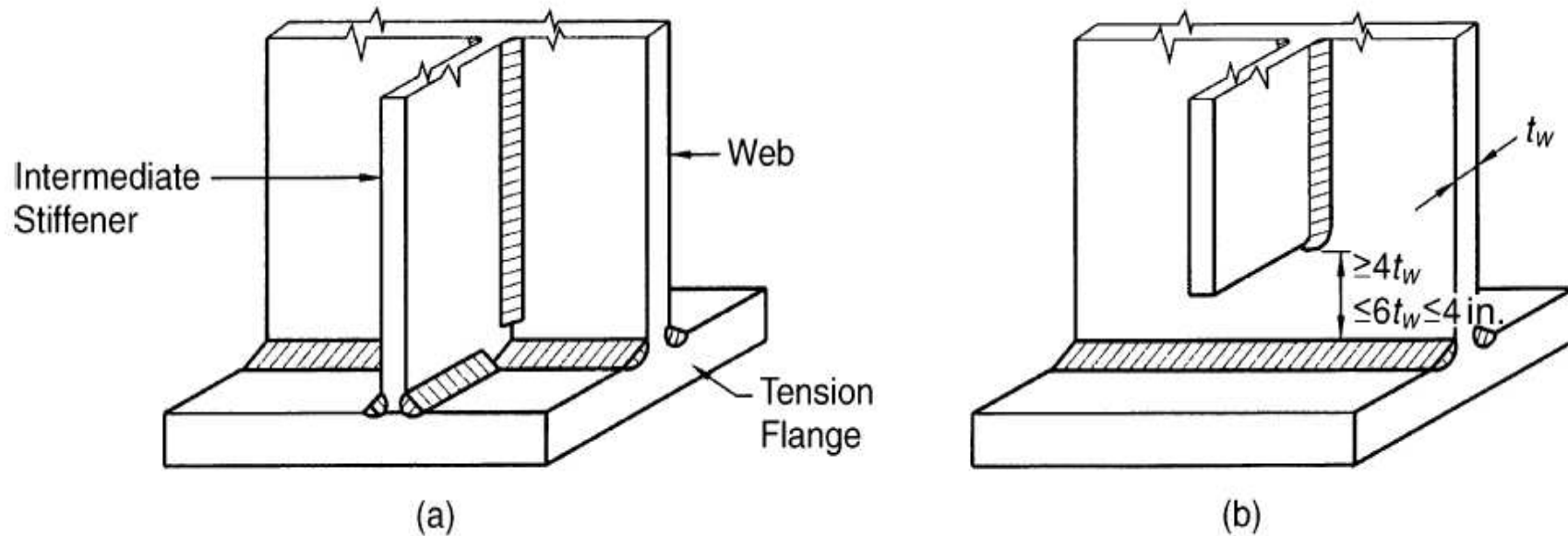
(b) mặt cắt hình hộp hàn

(c) bản cán mép,

(d) bản cắt mép bằng lửa,

(e) mặt cắt I tổ hợp hàn cắt mép bằng lửa

4. Sự phá hoại giòn



*Hình. Liên kết của sườn tăng cường ngang trung gian vào dầm ghép
(a) Cấu tạo không đúng, (b) Cấu tạo đúng*

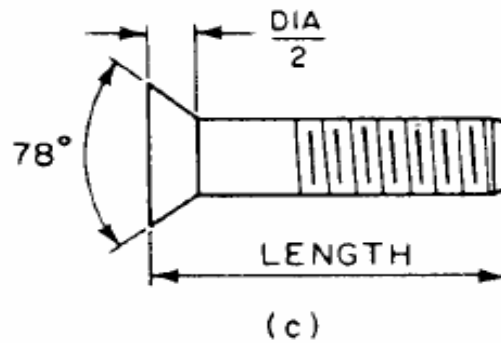
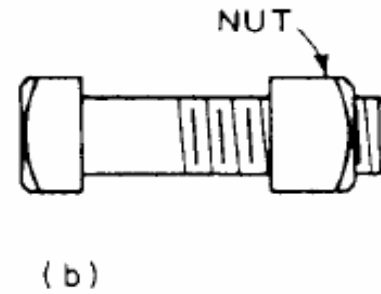
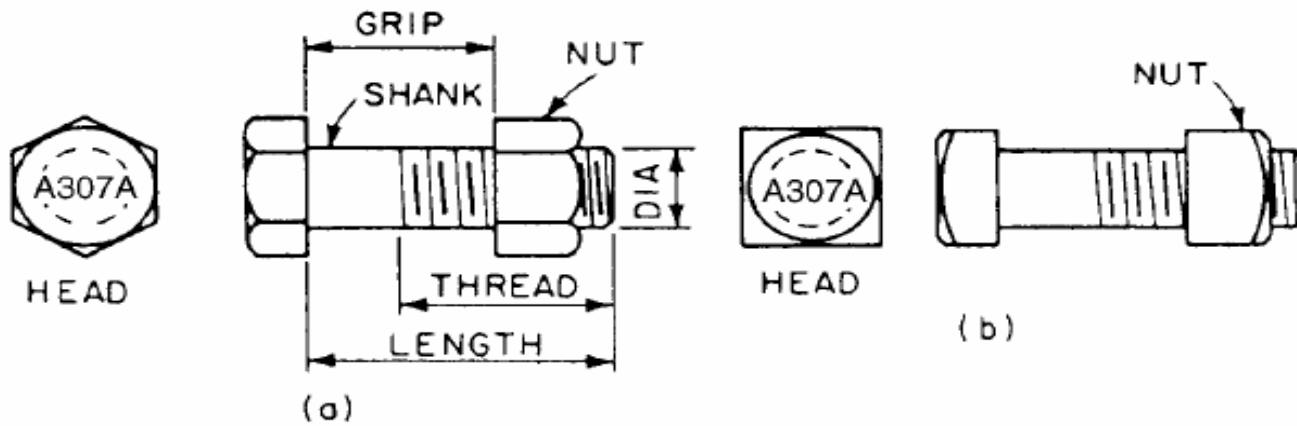
BÀI 3. CÁC PHƯƠNG PHÁP LIÊN KẾT THƯỜNG DÙNG TRONG CẦU THÉP

Hiện nay thường dùng 2 loại liên kết: liên kết đinh và liên kết hàn

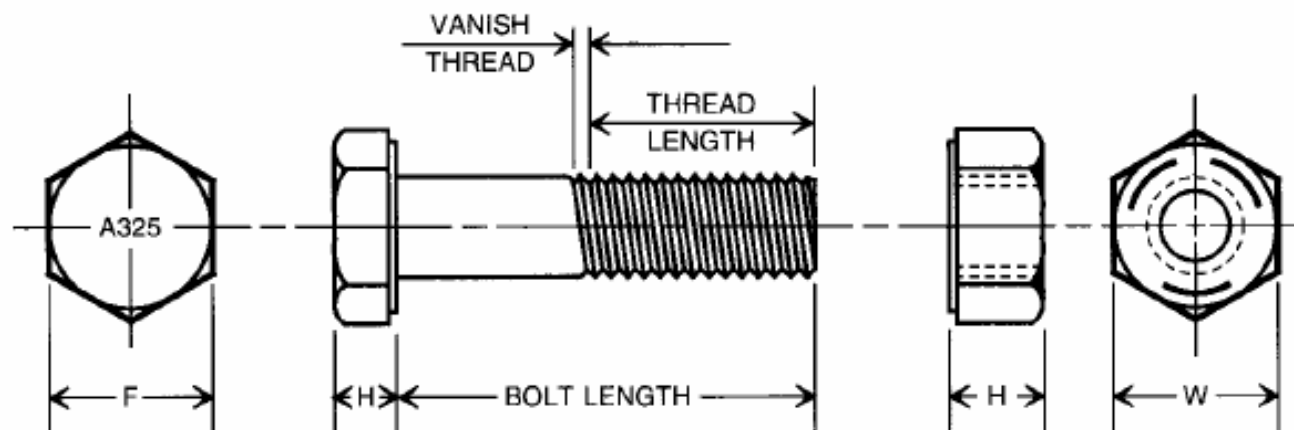
- Đinh dùng chỉ các loại liên kết có dạng thanh thép tròn xuyên qua lỗ của các bộ phận cần liên kết.
- Hàn có thể dùng cho các mối nối ngoài hiện trường nhưng chủ yếu dùng để nối các bộ phận trong nhà máy

1. Liên kết bu lông

1.1. Bu lông thường



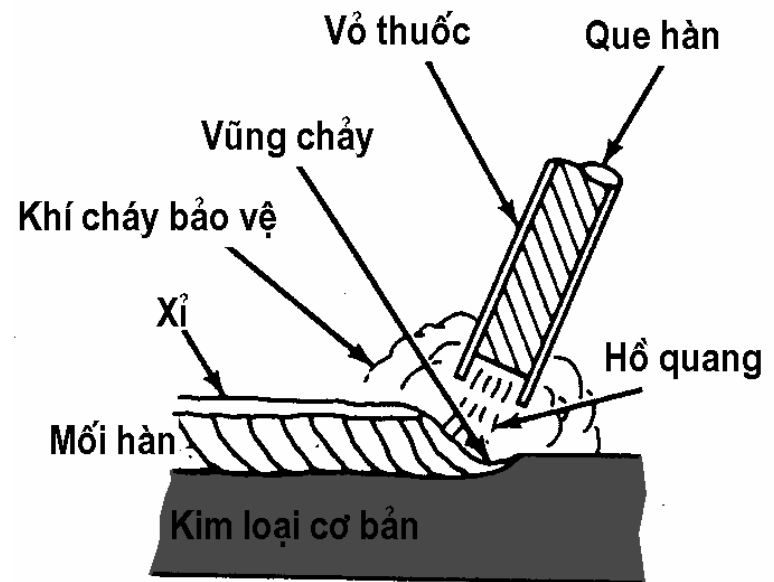
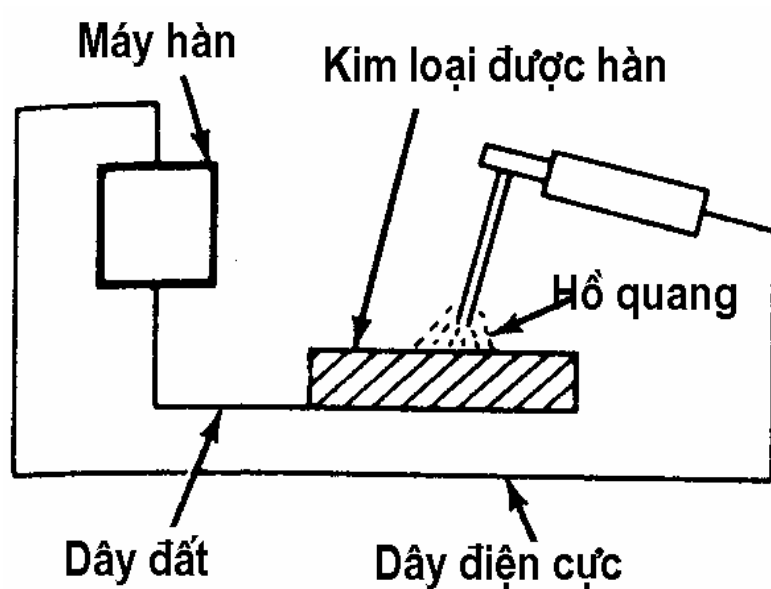
1.2. Bu lông cường độ cao



April 16, 2011

Hình. Bu lông cường độ cao
Khái niệm chung

2. Liên kết hàn



Hình. (a) Mạch điện hàn hồ quang,
(b) Chi tiết quá trình hàn hồ quang

Chương 2: CẤU TẠO CHUNG CỦA CẦU THÉP

1. Các hệ thống cơ bản của cầu thép
2. Các bộ phận chính của cầu thép
3. Hệ mặt cầu của cầu thép

BÀI 1. CÁC HỆ THỐNG CƠ BẢN CỦA CẦU THÉP

1. Cầu dầm

- Hệ thống được sử dụng rộng rãi nhất.
 - Đặc điểm: dưới tác dụng tải trọng thẳng đứng tại gối tựa chỉ có xuất hiện 1 thành phần phản lực thẳng đứng
- mô trụ và cấu tạo dầm thường đơn giản nên thi công dễ hơn so với các hệ thống khác.

2. Cầu giàn

- Kết cấu giàn gồm nhiều thanh được liên kết với nhau bởi các nút.
- Các thanh chịu lực chủ yếu là kéo và nén

3. Cầu vòm

- Kết cấu cầu vòm chủ yếu là chịu nén.
- Ưu điểm: nếu địa chất tốt thì tiết kiệm vật liệu và được dùng ở những nơi có yêu cầu mỹ quan cao.
- Nhược điểm: gối tựa của vòm có lực đẩy ngang

4. Cầu dây văng

- Cầu liên hợp gồm dầm cứng làm việc chịu uốn chủ yếu và các dây treo gọi là các dây văng, các dây này xuất phát từ đỉnh tháp tỏa ra treo dầm ở 1 số điểm tạo thành các gối đàn hồi của dầm cứng.

5. Cầu dây võng

- Bộ phận chịu lực chủ yếu của cầu treo là dây cáp, dây xích hoặc bó sợi thép cường độ cao.

BÀI 2. CÁC BỘ PHẬN CHÍNH CỦA CẦU CẦU THÉP

1. Dầm chủ, giàn chủ và vòm:

- Là bộ phận chịu lực chính của cầu. Nó có chức năng chịu các tải trọng bên trên truyền xuống thông qua hệ dầm cầu.

2. Hệ dầm cầu:

- Nó có vai trò là đỡ hệ mặt cầu, truyền lực từ mặt cầu xuống dầm chủ hoặc giàn chủ đồng thời đảm bảo cho kết cấu làm việc đúng sơ đồ tính

3. Phần mặt cầu:

- Là phần trực tiếp chịu tác dụng của tải trọng bánh xe.

4. Phần lan can, bộ hành:

- Nhiệm vụ của nó cũng tương tự như cầu bê tông cốt thép. Nó có thể làm bằng gỗ, thép hay bê tông cốt thép.

5. Hệ liên kết dọc:

- Tác dụng của nó để chịu tải trọng ngang (lực gió). Thông thường người ta làm hệ liên kết dọc trên và liên kết dọc dưới.

6. Hệ liên kết ngang:

- Có tác dụng liên kết các dầm chủ, giàn chủ lại tạo thành hệ không gian để làm tăng độ cứng và chống biến dạng kết cấu theo phương ngang.

7. Gối cầu:

- Mục đích đỡ kết cấu nhịp và truyền áp lực từ kết cấu nhịp xuống móng trụ. Gối cầu phải đảm bảo cho cầu chịu tác dụng lực đúng sơ đồ tính toán và đảm bảo cho kết cấu nhịp biến dạng, co dãn do tác dụng của nhiệt độ.

BÀI 3. HỆ MẶT CẦU CỦA CẦU THÉP

1. Mặt cầu gỗ:

- Ưu điểm: nhẹ, cấu tạo thi công đơn giản, trọng lượng từ $150\div 180\text{kg/m}^2$ và dễ thay thế sửa chữa.

-Nhược điểm là chóng mục, hao mòn, mau hỏng và lực dính bám kém, dễ cháy nên thường dùng cho cầu tạm, bán vĩnh cửu và cầu nhỏ địa phương.

2. Mặt cầu bằng bê tông:

- Áp dụng trong các cầu hiện đại đường ô tô và đường thành phố.
- Ưu điểm tuổi thọ cao, chất lượng tốt nhưng có trọng lượng nặng từ $600\div 800\text{kg/m}^2$.
- Nó được làm dưới 2 dạng: đổ tại chỗ và lắp ghép.

3. Mặt cầu kim loại:

- Ưu điểm là nhẹ hơn so với mặt cầu bê tông.
 - Có thể tận dụng bản thép mặt cầu cùng tham gia chịu lực với dầm chủ.
- Kết cấu nhịp có mặt cầu kim loại thường cấu tạo dưới hình thức tiết diện hình hộp kín hoặc các dầm I nhưng ít dùng.

TRƯỜNG.....
KHOA.....



THIẾT KẾ CẦU THÉP - CHƯƠNG 3



Chương 3: CẦU DÀM THÉP

1. Giới thiệu chung
2. Cấu tạo dầm thép
3. Các bộ phận của cầu dầm thép
4. Nguyên tắc bố trí dầm trong cầu ô tô
5. Cầu dầm bê tông cốt thép liên hợp
6. Tính toán cầu dầm thép

BÀI 1: GIỚI THIỆU CHUNG

1. Khái niệm
2. Các sơ đồ cầu dầm thép

1. Khái niệm

- Nửa đầu thế kỷ XIX, sử dụng KCN dầm thép khá rộng rãi để bắc qua những nhịp lớn.
- Bộ phận chịu lực chính là dầm có sườn đứng ở dạng đặc.
- Cầu đường sắt, thường có hai dầm chủ
- Cầu đường ô tô: số lượng dầm chủ nhiều hơn và xác định trên cơ sở các điều kiện kinh tế kỹ thuật.

1. Khái niệm

- Trong kết cấu nhịp cầu tối thiểu phải có một hệ thống liên kết dọc và những liên kết ngang tại gối.
- Hệ liên kết dọc thứ hai và những liên kết ngang trong phạm vi nhịp có tác dụng
 - Tăng độ cứng của kết cấu nhịp
 - Chịu tác động của tải trọng lệch tâm tốt
 - Tăng cường ổn định cho cánh trên chịu nén

2. Các sơ đồ cầu dầm thép

2.1. Cầu dầm giản đơn.

2.2. Cầu dầm liên tục.

2.3. Cầu dầm mút thừa.

2.1. Cầu dầm giản đơn

- Cầu dầm giản đơn thường dùng $l \leq 40-60\text{m}$, đối với nhịp $l \leq 25-30\text{m}$ 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. Cầu dầm giản đơn thường có chiều cao h không thay đổi.

2.2. Cầu dầm liên tục

- Cầu dầm liên tục có thể sử dụng khi nhịp $l \geq 50\text{m}$.
 - Khi nhịp $l \leq 50\text{-}60\text{m}$ có thể làm chiều cao không đổi,
 - Khi nhịp lớn $60\text{-}80\text{m}$ thì cần làm chiều cao thay đổi dưới dạng biên gãy khúc hoặc biên cong.
- Dầm liên tục thường làm số nhịp ≥ 3 , nhịp biên nhỏ hơn các nhịp giữa $l_1 = (0.7\text{-}0.8)l_2$ để cho các mômen 2 nhịp gần bằng nhau.

2.3. Cầu dầm mút thừa

- Khi địa chất xấu khó dùng cầu liên tục, người ta dùng cầu dầm mút thừa
- Ưu điểm nó gần như cầu dầm liên tục nhưng do có khớp nên chế tạo, thi công và sử dụng bất lợi; nó có 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.

BÀI 2: CẤU TẠO DÀM THÉP

- Tiết diện ngang của dầm ghép.
- Sườn tăng cường.

1. Tiết diện ngang của dầm ghép

- Có thể chế tạo từ thép tấm, thép góc hoặc thép T (làm nhiệm vụ bản cánh) liên kết với một tấm thép (làm nhiệm vụ của bản bụng) để tạo thành một tiết diện I.
- Ngoài ra còn có dầm delta là một dầm ghép có cánh hình ống

2. Sườn tăng cường

- Sườn tăng cường là một bộ phận của dầm, là tấm thép hàn vào bản bụng để phân bố tải trọng, truyền lực cắt và chống mất ổn định.
- Sườn tăng cường dạng ống có độ cứng chống xoắn tốt hơn nhưng chế tạo phức tạp và tốn kém hơn.
- Sườn tăng cường có thể đặt đứng hoặc ngang.

BÀI 3: CÁC BỘ PHẬN CỦA CẦU DÀM THÉP

- 1. Bản mặt cầu.
- 2. Dầm dọc.
- 3. Hệ liên kết ngang.
- 4. Hệ liên kết dọc.

1. Bản mặt cầu

- Loại thông dụng nhất là mặt cầu bê tông cốt thép có thể liên hợp hoặc không liên hợp với dầm thép.
- Bản mặt cầu là một dầm liên tục kê trên các dầm dọc chịu uốn ngang. Do đó chịu mômen dương ở giữa nhịp và mômen âm trên dầm dọc.

2. Dầm dọc

- Thường đặt cách đều nhau và có cùng kích thước.
- Lực trong dầm dọc do tĩnh tải và hoạt tải phụ thuộc vào chiều dài nhịp và khoảng cách giữa chúng. Nhìn chung dầm chịu các tải trọng sau.
 - Tải trọng bản thân và tĩnh tải bản mặt cầu ký hiệu là DC. Phần tải trọng bản dành cho dầm nằm giữa hai tim dầm dọc.
 - Tải trọng tĩnh phần II: lớp áo đường, lan can, tay vịn,... ký hiệu là DW.
 - Hoạt tải, gồm cả xung kích.

3. Hệ liên kết ngang

- Thường cấu tạo bằng thép hình I, C, W hoặc khung ngang.
- Hệ liên kết ngang có tác dụng phân bố hoạt tải lên các dầm dọc.
- Tác dụng phân bố tải trọng phụ thuộc vào độ cứng tương đối của dầm dọc với ngang và phương pháp liên kết giữa chúng.

4. Hệ liên kết dọc

- Hệ liên kết dọc chủ yếu chịu lực ngang tác dụng lên kết cấu nhịp
- Ngoài ra hệ liên kết dọc và liên kết ngang liên kết các dầm chủ tạo thành khung không gian.
- Kết cấu nhịp kiểu dầm thường phải có hệ liên kết dọc đặt ở mặt phẳng cánh trên và cánh dưới.
- Đối với kết cấu nhịp có các bộ phận liên kết cứng với cánh của dầm thì có thể bỏ hệ liên kết dọc ở trong mặt phẳng đó.

4. Hệ liên kết dọc

- Trong cầu đường sắt, khi dầm dọc của hệ mặt cầu có nhịp lớn hơn 3m và không có bản mặt cầu thì phải có hệ liên kết dọc trên.
- Khi tà vẹt đặt trực tiếp lên dầm thì khoảng cách từ mặt trên các thanh và bản nút của hệ liên kết dọc đến đáy tà vẹt phải lớn hơn 4cm.
- Các liên kết ngang cũng coi là thanh của hệ liên kết dọc.
- Hệ liên kết dọc có thể cấu tạo dạng một thanh chéo, hai thanh chéo, dạng chữ K.

BÀI 4: NGUYÊN TẮC BỐ TRÍ DÀM TRONG CẦU ÔTÔ

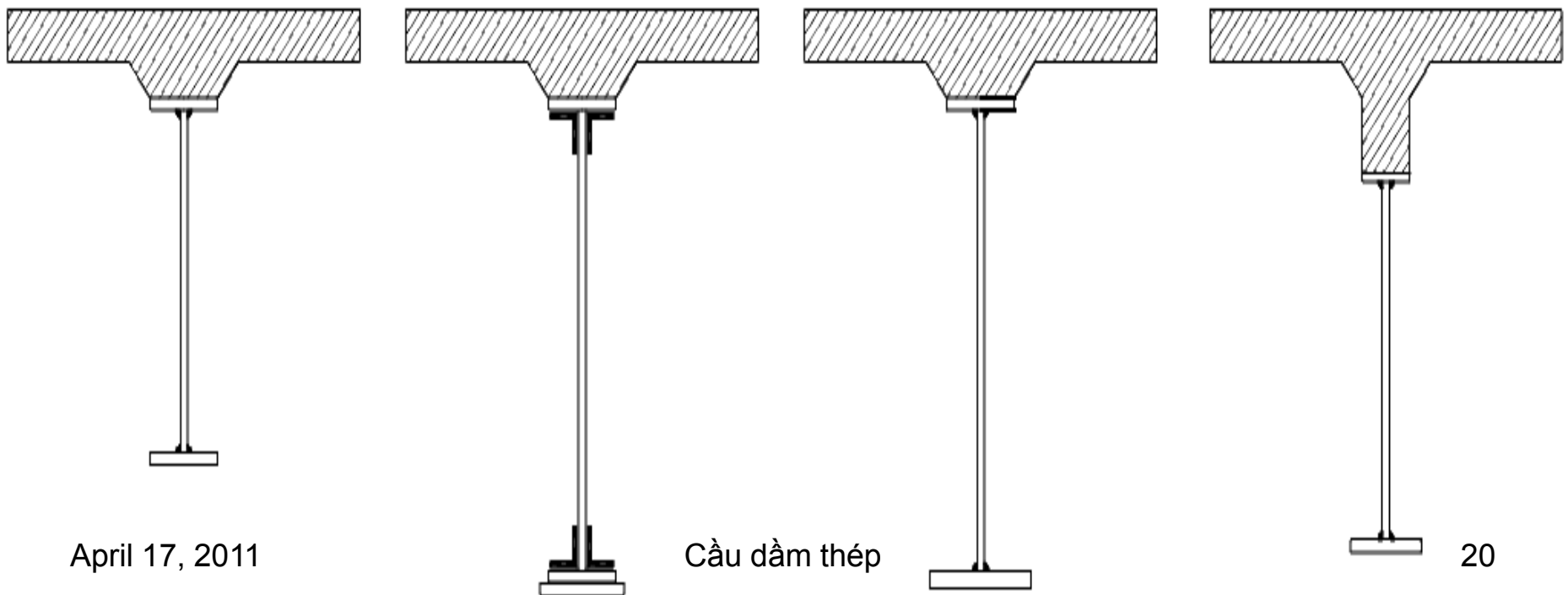
- Một số dầm đặt cách đều và song song với nhau đỡ bản mặt cầu bê tông cốt thép.
- Bố trí hai dầm chủ đặt cách nhau tương đối xa, đỡ các dầm ngang
- Một cách phân bố khác, trong đó hoạt tải truyền qua một hệ thống dầm dọc phụ và dầm ngang đến hai dầm chủ.
- Cũng có thể bố trí khung dầm dọc phụ, cho phép khoảng cách giữa các dầm dọc phụ lớn hơn, phù hợp với nhịp bản

BÀI 5: CẦU DÀM THÉP BÊ TÔNG CỐT THÉP LIÊN HỢP

- 1. Đặc điểm của kết cấu liên hợp.
- 2. Các bộ phận chính trong cầu dầm thép BTCT liên hợp.
- 3. Điều chỉnh ứng suất trong cầu dầm thép BTCT liên hợp.

1. Đặc điểm của kết cấu liên hợp

- Kết cấu liên hợp tạo thành một kết cấu chịu uốn có mômen quán tính lớn hơn dầm thép thông thường, giảm độ võng do hoạt tải.

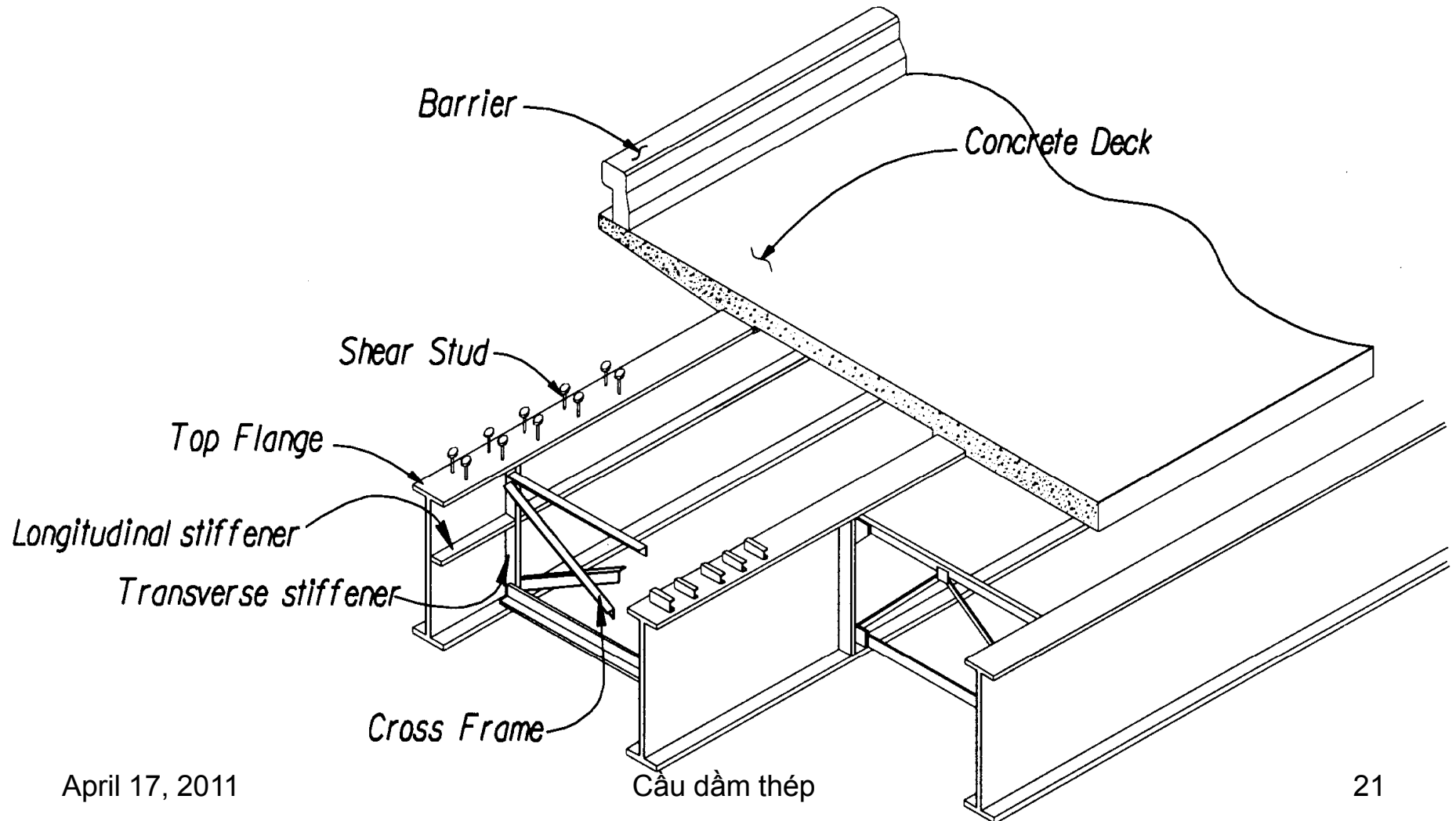


April 17, 2011

Cầu dầm thép

20

2. Các bộ phận chính trong cầu dầm thép BTCT liên hợp



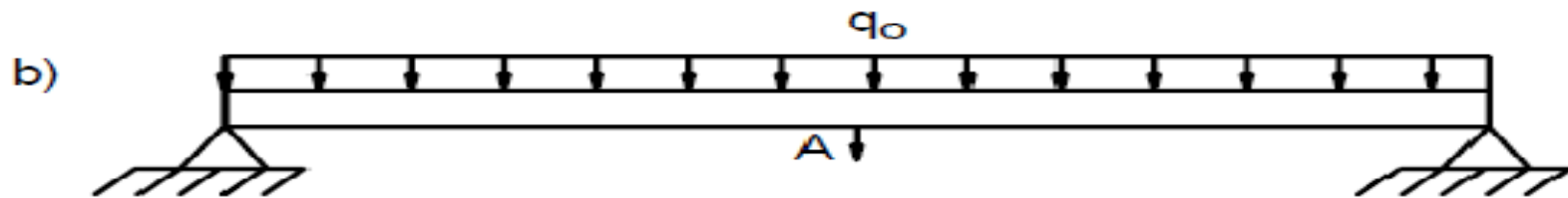
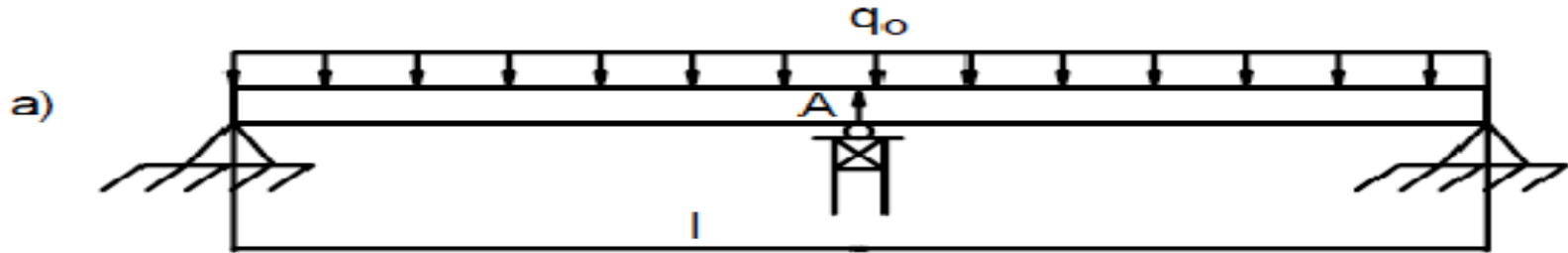
April 17, 2011

21

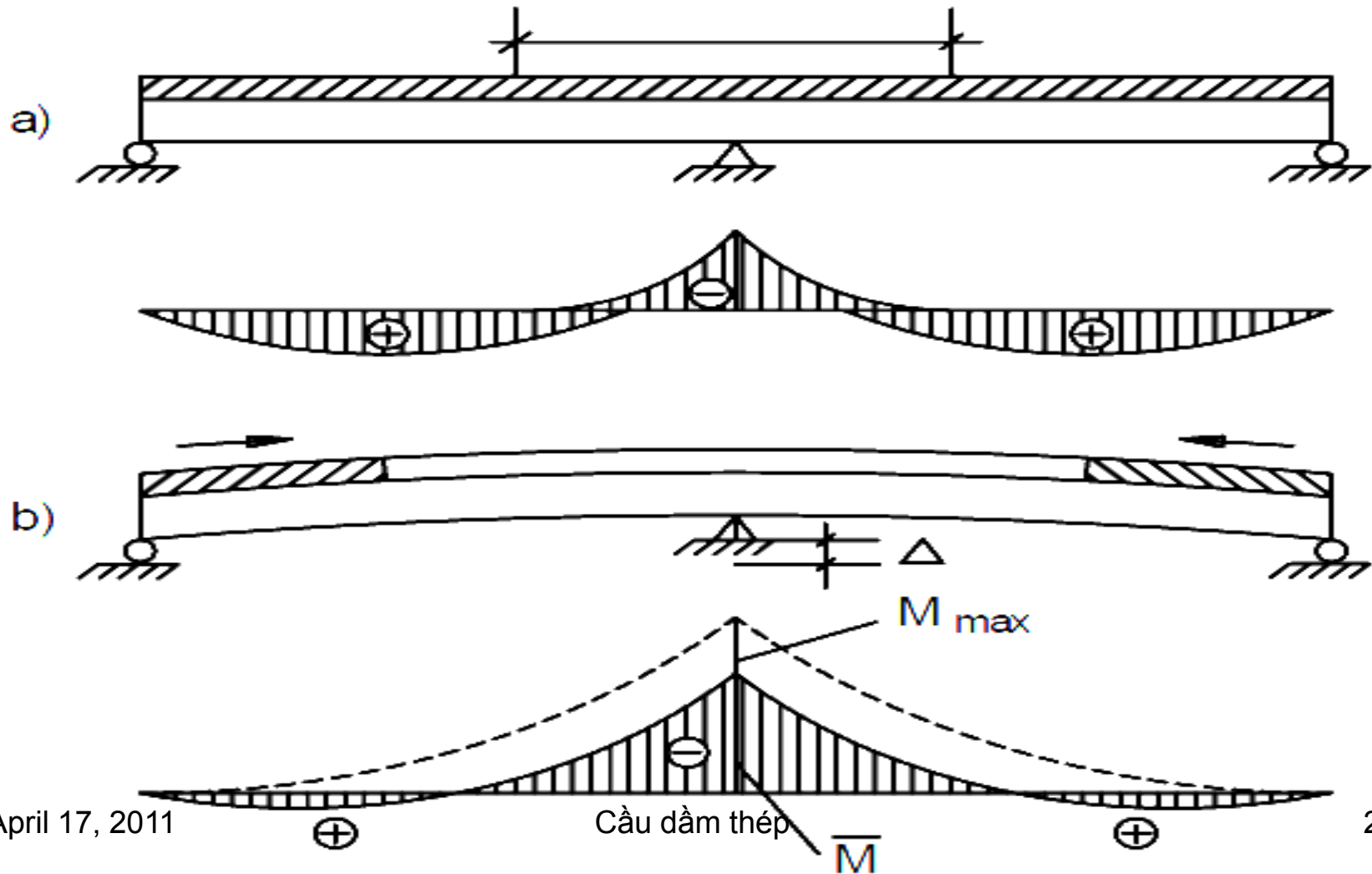
6. Điều chỉnh ứng suất trong cầu dầm thép BTCT liên hợp

- 6.1. Dùng trụ tạm.
- 6.2. Tạo chuyển vị gối và chất tải trọng phụ.
- 6.3. Dùng bản bê tông có cốt thép kéo trước.

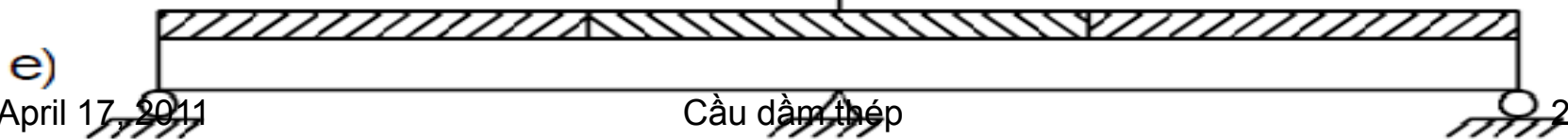
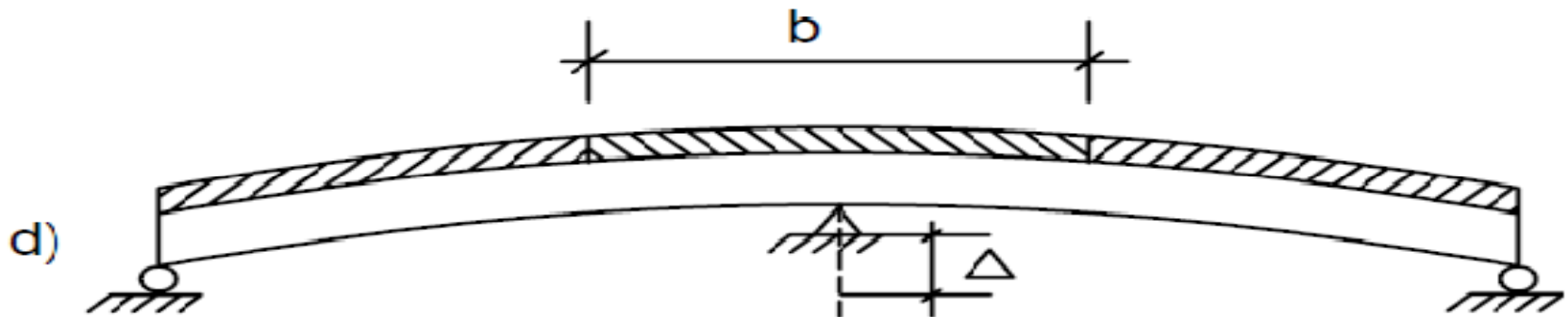
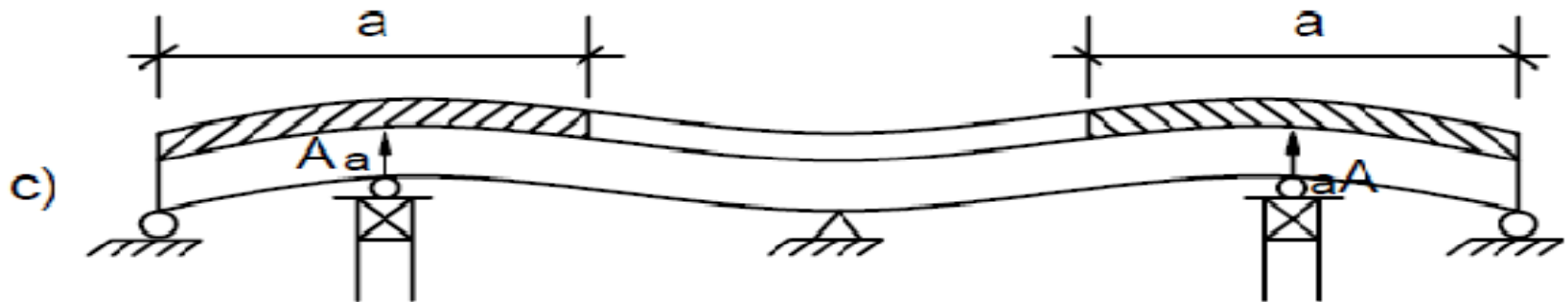
6.1. Dùm trụ tạm



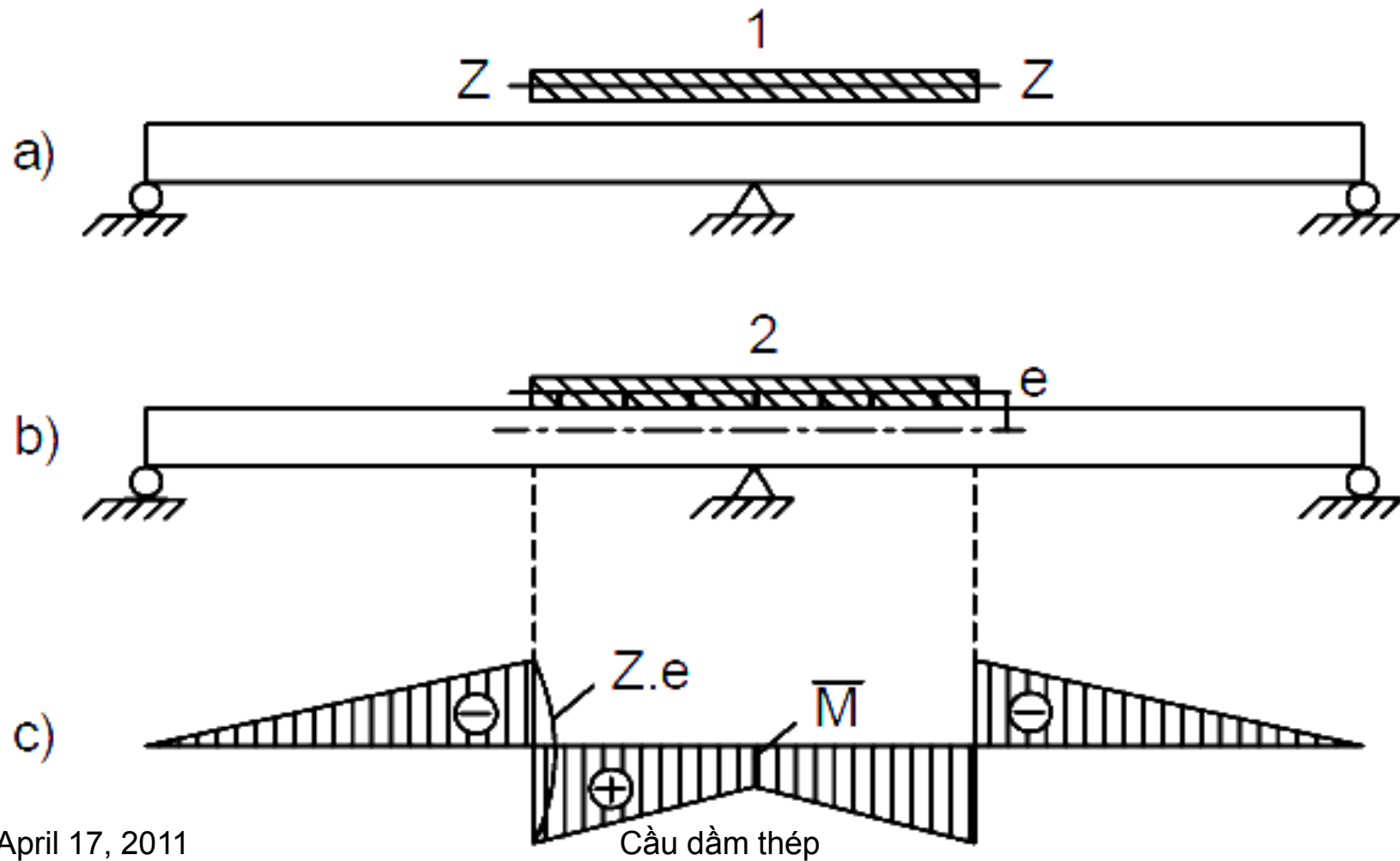
6.2. Tạo chuyển vị gối và chất tải trọng phụ



6.2. Tạo chuyển vị gối và chất tải trọng phụ

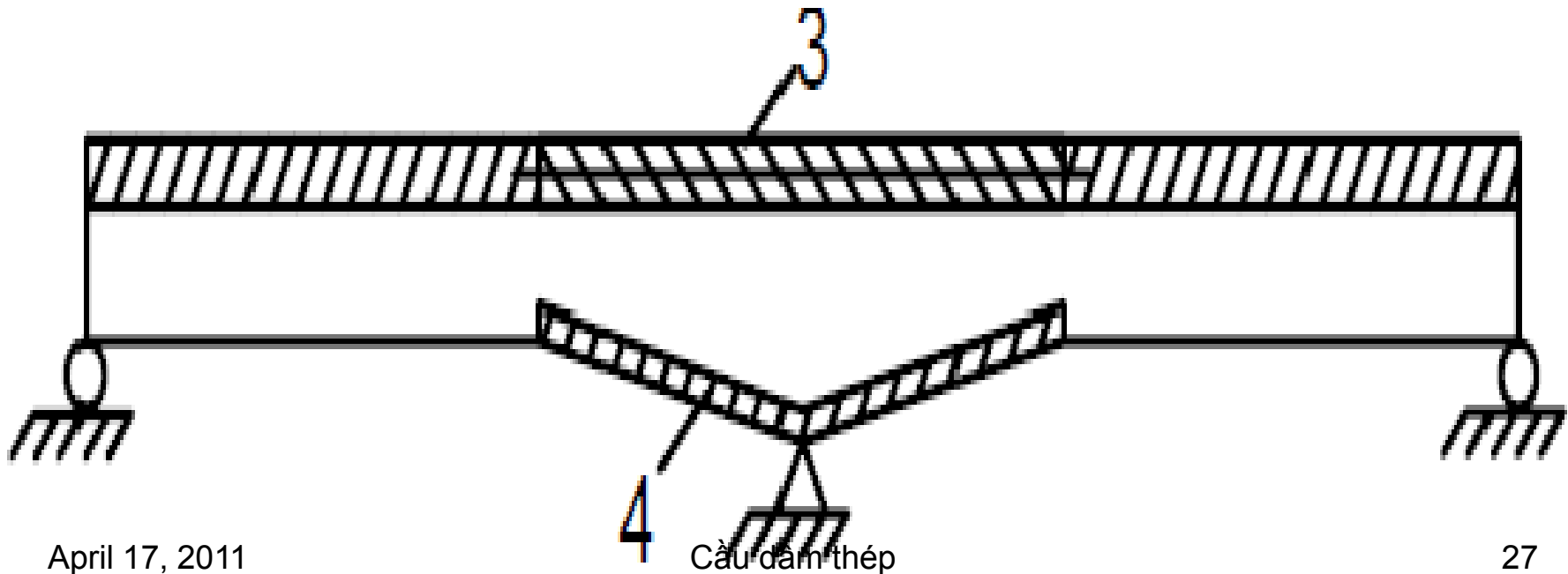


6.3. Dầm bê tông có cốt thép kéo trước



6.3. Dùmng bản bê tông có cốt thép kéo trước

- Trong dầm liên tục và hẫng, có thể tạo mộ bản bê tông cốt thép phụ ở dưới ngay tại vùng có mômen âm.



BÀI 6: TÍNH TOÁN CẦU DÀM THÉP

- 1. Tổng quan về thiết kế cầu dầm.
- 2. Tiết diện I chịu uốn.
- 3. Sức kháng cắt của tiết diện I.
- 4. Neo chống cắt.
- 5. Sườn tăng cường.

1. Tổng quan về thiết kế cầu dầm

- Nguyên lý thiết kế theo hệ số tải trọng và hệ số sức kháng (LRFD) là:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

- Các bước thiết kế
 - Lựa chọn các kích thước chung sơ bộ sao cho thỏa mãn các yêu cầu về cấu tạo,
 - Xác định được nội lực hay ứng suất (Q_i) do tải trọng thường xuyên, do hoạt tải và các nguyên nhân khác sinh ra,
 - Xác định được sức kháng danh định hay tính toán của các bộ phận kết cấu để kiểm tra theo điều kiện ở trên.

2. Tiết diện I chịu uốn

- 2.1. Tổng quát.
- 2.2. Mômen chảy và mômen dẻo.
- 2.3. Ổn định.
- 2.4. Sức kháng uốn theo trạng thái giới hạn cường độ.
- 2.5. Tóm tắt tiết diện I chịu uốn.
- 2.6. Nhận xét về tiết diện I chịu uốn.

2.1. Tổng quát

- Sức kháng của tiết diện I chịu uốn chủ yếu phụ thuộc vào độ ổn định cục bộ và tổng thể :
 - Nếu tiết diện ổn định khi chịu tải trọng, sức kháng có thể lớn hơn mômen chảy My cho tới khi mômen uốn hoàn toàn chảy dẻo M_p
 - Nếu độ ổn định bị hạn chế thì khả năng chịu uốn sẽ nhỏ hơn M_p
 - Nếu mất độ ổn định nghiêm trọng thì khả năng chịu uốn nhỏ hơn My

2.1. Tổng quát

- 2.1.1. Momen chảy M_y và mômen dẻo M_p .
- 2.1.2. Sự phân bố lại mômen .
- 2.1.3. Ổn định.
- 2.1.4. Phân loại tiết diện.

2.1.1. Momen chảy M_y và mômen dẻo M_p

- Xét 1 dầm giản đơn có tiết diện I đối xứng chịu mômen uốn thuần túy tại giữa nhịp bởi 2 lực tập trung bằng nhau.
- Khi tăng tải trọng, biến dạng tăng, đến khi thớ ngoài cùng của tiết diện đạt $\varepsilon_y = F_y/E$. Trị số mômen uốn khi thớ ngoài cùng đạt cường độ chảy gọi là mômen chảy M_y .

2.1.1. Momen chảy M_y và mômen dẻo M_p

- Tiếp tục tăng tải trọng, biến dạng tăng, hiện tượng quay bắt đầu và càng nhiều thớ cánh đạt cường độ chảy.
- Trường hợp tới hạn khi biến dạng do tải trọng lớn đến mức toàn bộ tiết diện coi như đạt cường độ chảy F_y . Khi đạt đến điểm này, toàn tiết diện thành dẻo và mômen uốn tương ứng gọi là mômen dẻo M_p .

2.1.2. Sự phân bố lại mômen

- Khi tiết diện đạt mômen dẻo M_p , độ quay phụ sẽ xuất hiện tại tiết diện và hình thành một khớp dẻo có sức chịu mômen M_p không đổi. Khi khớp dẻo xuất hiện trong kết cấu tĩnh định thì dầm sẽ bị gãy.
- Nếu khớp dẻo hình thành trong 1 kết cấu siêu tĩnh, hiện tượng gãy không xảy ra và xuất hiện một khả năng chịu tải phụ.

2.1.3. Ổn định

- Mất ổn định tổng thể xuất hiện khi bản cánh chịu nén của tiết diện chịu uốn không được giữ theo phương ngang..
- Lúc đó nó sẽ có tính chất như một cột và có khuynh hướng mất ổn định ra ngoài mặt phẳng giữa hai điểm được giữ theo phương ngang.
- Tuy nhiên bản cánh là một bộ phận của dầm, có vùng chịu kéo giữ cho cánh đối diện luôn luôn thẳng, tiết diện ngang bị xoắn khi cánh trên dịch chuyển ngang.

2.1.3. Ổn định

- Mất ổn định cục bộ có thể xuất hiện nếu tỉ số rộng/dày của phần tử chịu nén quá lớn.
- Nếu mất ổn định xuất hiện ở cánh chịu nén thì gọi là “mất ổn định cục bộ bản cánh”.
- Nếu xuất hiện ở vùng chịu nén của bản bụng thì gọi là “mất ổn định cục bộ bản bụng”.

2.2. Mômen chảy và mômen dẻo

- 2.2.1. Mômen chảy của tiết diện liên hợp.
- 2.2.2. Mômen chảy của tiết diện không liên hợp.
- 2.2.3. Trục trung hòa dẻo của tiết diện liên hợp.
- 2.2.4. Trục trung hòa dẻo của tiết diện không liên hợp.
- 2.2.5. Mômen dẻo của tiết diện liên hợp.
- 2.2.6. Mômen dẻo của tiết diện không liên hợp.
- 2.2.7. Chiều cao của bản bụng chịu nén.

2.2.1. Mômen chảy của tiết diện liên hợp

- Mômen chảy M_y là mômen gây nên ứng suất chảy đầu tiên tại bất kỳ bản cánh nào của tiết diện thép.
- Vì tiết diện ngang có tính chất đàn hồi cho đến khi xuất hiện cường độ chảy đầu tiên nên có thể áp dụng nguyên lý cộng mômen.

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$$

2.2.2. Mômen chảy của tiết diện không liên hợp

- Với tiết diện không liên hợp, mômen kháng uốn của tiết diện đều bằng S_{NC} và $M_y = F_y \cdot S_{NC}$

2.2.3. Trục trung hòa dẻo của tiết diện liên hợp

- Vị trí của trục trung hòa dẻo tính bằng cách cân bằng lực dẻo chịu nén và lực dẻo chịu kéo.
- Nếu không rõ ràng thì giả định vị trí TTHD sau đó chứng minh hoặc bác bỏ giả thiết bằng cách cộng các lực dẻo.
- Nếu vị trí giả định không thỏa mãn điều kiện cân bằng thì giải biểu thức để xác định vị trí đúng của TTHD.

2.2.4. Trục trung hòa dẹt của tiết diện không liên hợp

- Đối với tiết diện không liên hợp, sẽ không có sự tham gia làm việc của bản mặt cầu. Nếu tiết diện dầm thép đối xứng, với cánh trên và cánh dưới bằng nhau thì $P_c = P_t$ và $= D/2$

2.2.5. Mômen dẻo của tiết diện liên hợp

- Mômen dẻo M_p là tổng mômen của lực dẻo đối với trục trung hòa dẻo.

2.2.6. Mômen dẻo của tiết diện không liên hợp

- Giống mômen dẻo của tiết diện liên hợp nhưng không kể đến lực dẻo trong bản bê tông chịu nén và trong cốt thép của bản.

2.2.7. Chiều cao của bản bụng chịu nén

- Khi xét tới độ mảnh của bản bụng về mặt ổn định, chiều cao của bản bụng chịu nén đóng vai trò quan trọng
 - Trong tiết diện không liên hợp, dầm thép đối xứng kép, một nửa chiều cao bản bụng D chịu nén.
 - Với tiết diện không đối xứng không liên hợp và liên hợp, chiều cao chịu nén của bản bụng sẽ thay đổi theo chiều uốn của dầm liên tục.

2.2.7. Chiều cao của bản bụng chịu nén

- Đối với các mặt cắt chịu uốn dương, chiều cao của bản bụng chịu nén D_c tại mômen đàn hồi thiết kế bằng chiều cao mà trên đó tổng đại số của các ứng suất trong thép ở các mặt cắt liên hợp dài hạn và liên hợp ngắn hạn do các tĩnh tải và hoạt tải gây ra cộng với xung kích đều là ứng suất nén.
- Đối với các mặt cắt chịu uốn âm, có thể tính toán D_c cho mặt cắt bao gồm dầm thép cộng với cốt thép theo phương dọc.

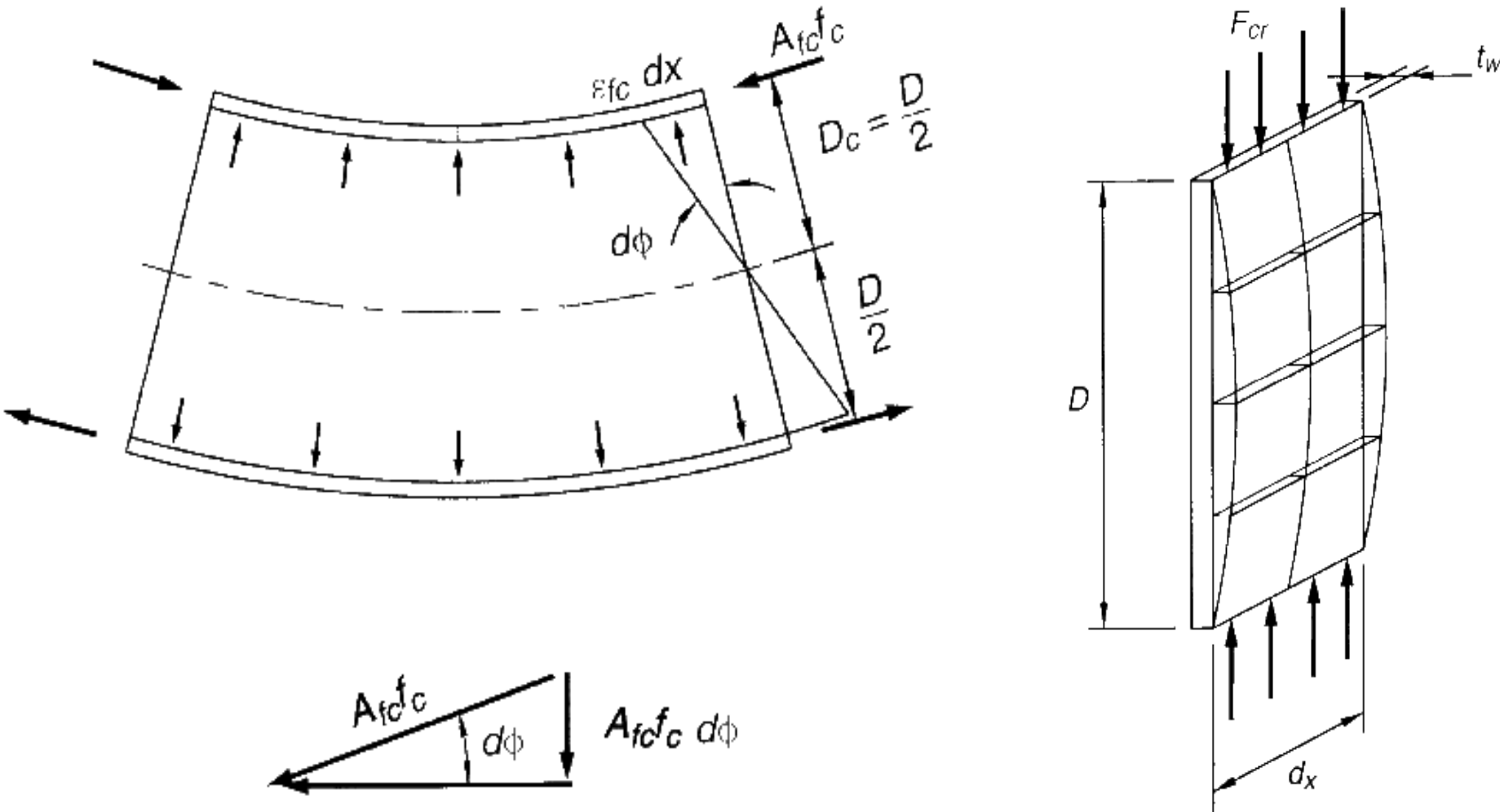
2.3. Ổn định

- 2.3.1. Mất ổn định cục bộ.
- 2.3.2. Mất ổn định xoắn ngang.

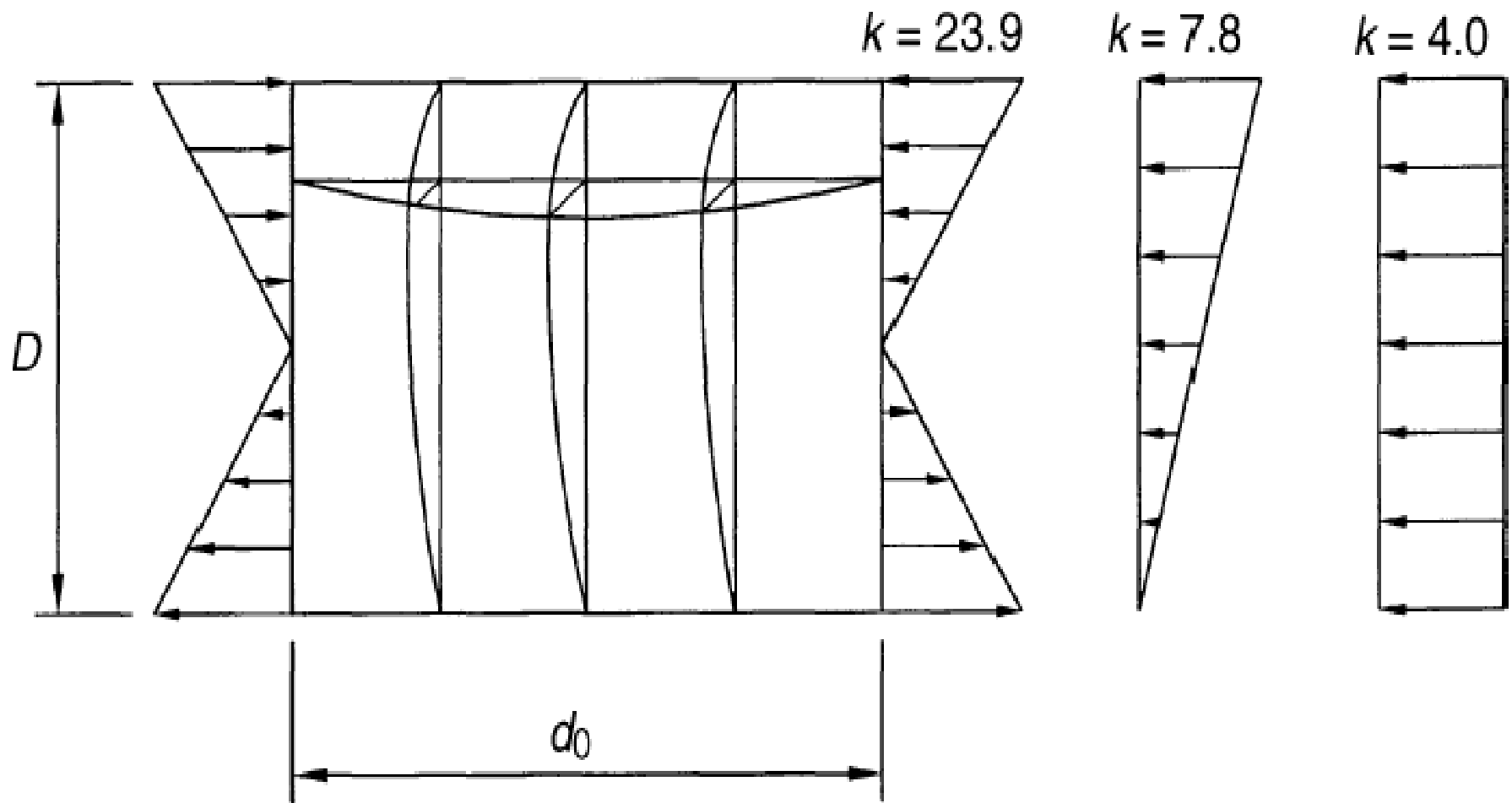
2.3.1. Mất ổn định cục bộ

- 2.3.1.1. Mất ổn định của bản bụng.
- 2.3.1.2. Mất ổn định của bản cánh chịu nén.

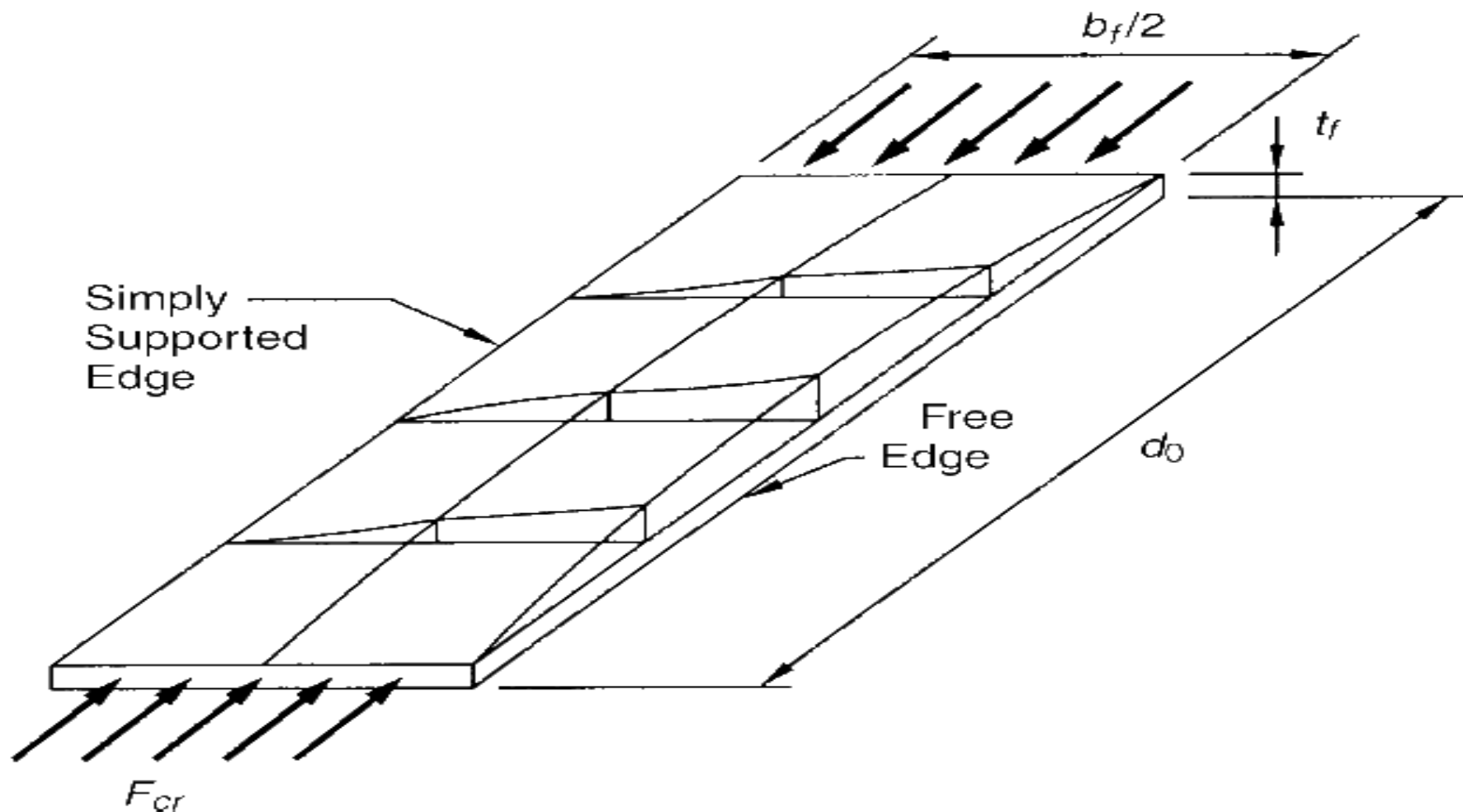
Mất ổn định thẳng đứng của bản bụng



Mất ổn định uốn của bản bụng



2.3.1.2. Mất ổn định của bản cánh chịu nén

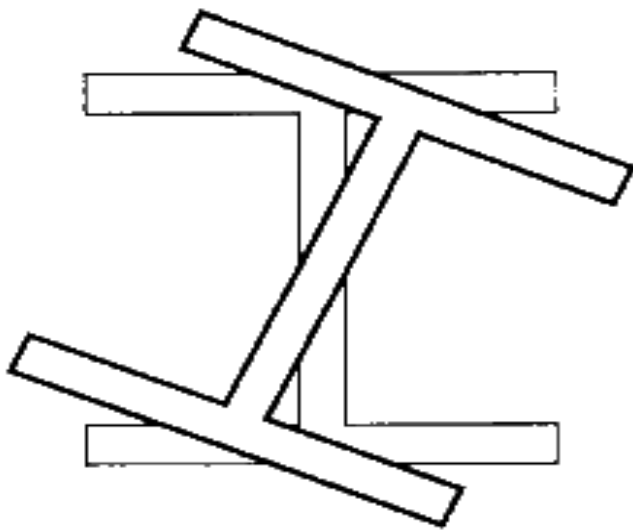


April 17, 2011

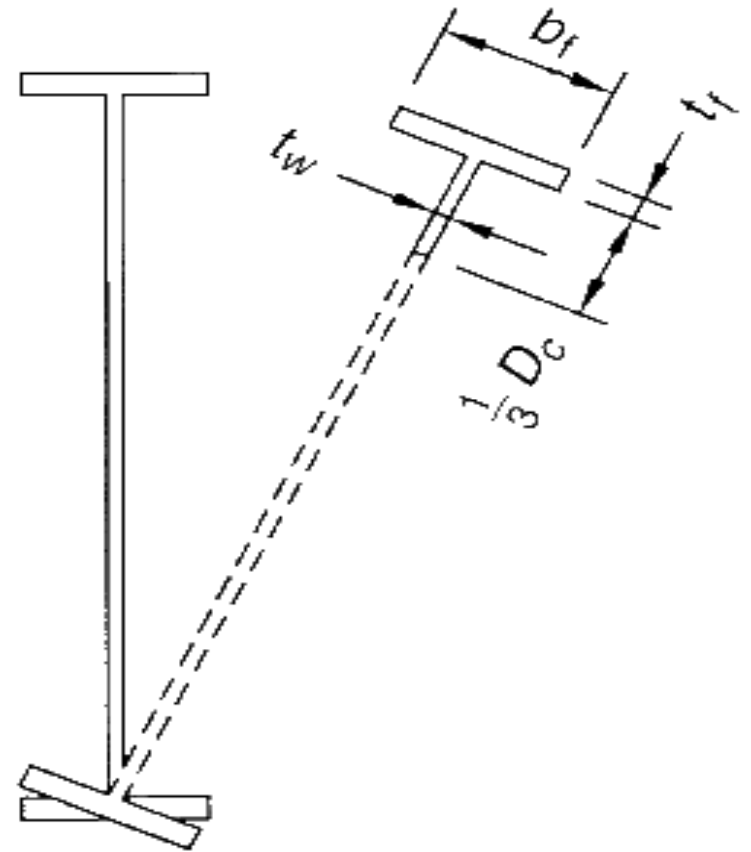
Cầu dầm thép

51

2.3.2. Mất ổn định xoắn ngang



(a)



(b)

3. Sức kháng cắt của tiết diện I

- Sức kháng cắt danh định V_n có thể biểu diễn bằng

$$V_n = V_T + V_\sigma$$

Trong đó

V_T : sức kháng cắt tác động lên dầm

V_σ : sức kháng cắt do tác động của trường căng

3.5.5. Tổng hợp khoang có vách được tăng cường

Chắc	Không chắc	Sức kháng cắt danh định
$M_u \leq 0.5\phi_f M_p$	$f_u \leq 0.75\phi_f F_y$	$V_n = \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}} \right] V_p$
$M_u > 0.5\phi_f M_p$	$f_u > 0.75\phi_f F_y$	$V_n = \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}} \right] R V_p \geq C V_p$

Tỉ số ứng suất cắt mất ổn định trên cường độ cắt chảy

	Không mất ổn định	Mất ổn định quá đàn hồi	Mất ổn định đàn hồi
<p>Độ mảnh của vách</p> $C = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y}$	$\frac{D}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$ $C = 1$	$1.10 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \leq \frac{D}{t_w} \leq 1.38 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$ $C = \frac{1.1}{D/t_w} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$	$\frac{D}{t_w} > 1.38 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$ $C = \frac{1.52}{(D/t_w)^2} \frac{Ek}{F_{yw}}$

4. Neo chống cắt

- Có nhiều loại neo chống cắt: neo cứng, neo mềm, neo bằng bu lông cường độ cao. Trong tài liệu này chỉ giới thiệu neo hình nấm
- Trong cầu liên hợp, neo chống cắt thường được bố trí trên toàn chiều dài nhịp

4.1. Trạng thái giới hạn mỗi neo hình nắm

$$Z_r = \alpha d^2 \geq 19d^2 \quad [\text{A.6.10.7.4.2}]$$

$$\alpha = 238 - 29.5 \lg N$$

$$N = (365)(100)n(\text{ADTT})_{\text{SL}} \quad [\text{A.6.6.1.2.5-2}]$$

ADTT_{SL} : số xe tải/ngày trong 1 làn xe đơn tính trung bình trong tuổi thọ thiết kế

4.7.1. Trạng thái giới hạn mỗi neo hình nắm

- Lực cắt ngang trên một đơn vị chiều dài V_h được tính theo công thức

$$v_h = \frac{V_{sr} Q}{I}$$

Q : mômen tĩnh của MCN cầu với trục trung hòa của tiết diện liên hợp ngắn hạn

I : mômen quán tính của tiết diện liên hợp ngắn hạn

4.1. Trạng thái giới hạn mỗi neo hình nắm

- Lực cắt trên một đơn vị chiều dài được chống đỡ bằng n neo của một tiết diện ngang với khoảng cách p (mm) giữa các nhóm neo là

$$v_h = \frac{nZ_r}{p}$$

- Cân bằng hai phương trình trên ta được

$$p = \frac{nZ_r I}{V_{sr} Q} \quad [A.6.10.7.4.1b-1]$$

4.2. Trạng thái giới hạn cường độ cho neo hình nắm

- Có hai dạng hư hỏng
 - Neo bị cắt đứt khỏi dầm thép và vẫn giữ ngàm trong bê tông
 - Bê tông bị hư hỏng, neo bị bật ra khỏi bản cùng với một mảng bê tông

5. Sườn tăng cường

- Bản bụng của thép hình cán thường đủ dày để đạt ứng suất chảy uốn và cắt mà không mất ổn định
- Có thể dùng cả sườn tăng cường đứng và dọc để nâng cao cường độ bản bụng
 - STC đứng tăng cường độ chịu cắt
 - STC dọc tăng cường độ mất ổn định uốn của bản bụng

5.1. Sườn tăng cường đúng trung gian

5.1.1. Độ mảnh

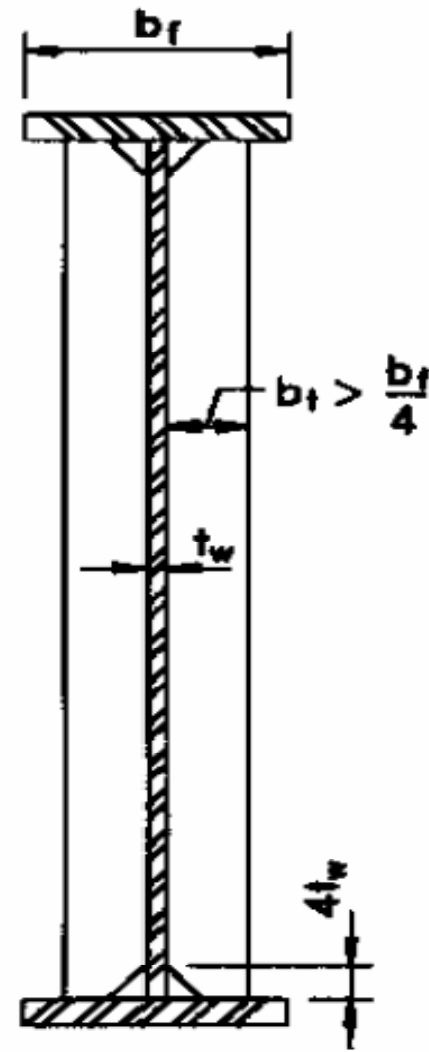
- Theo 6.10.8.1.2

$$50 + \frac{d}{30} \leq b_t \leq 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

và $16t_p \geq b_t \geq 0.25b_f$

d: chiều cao tiết diện thép

b_f : chiều rộng bản biên



5.1. Sườn tăng cường đúng trung gian

5.1.2. Độ cứng

- Tiêu chuẩn 22TCN 272-05 [A.6.10.8.1.3]

$$I_t \geq d_0 t_w^3 J \quad J = 2.5 \left(\frac{D_p}{d_o} \right) - 2.0 \geq 0.5$$

Trong đó:

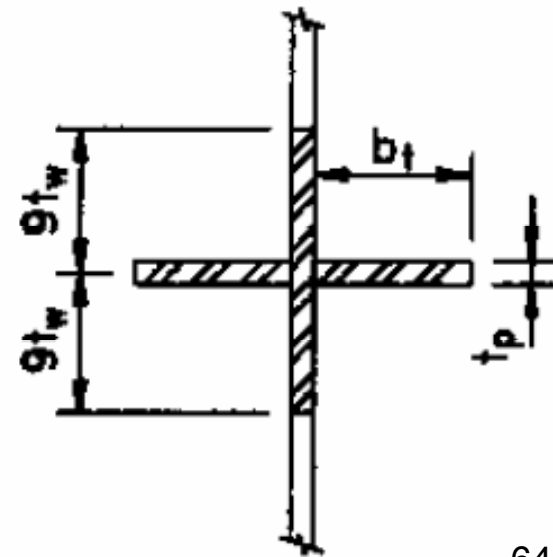
- t_w : chiều dày bản bụng (mm)
- d_o : khoảng cách của gờ tăng cường ngang (mm)
- D_p : chiều cao bản bụng không có các sườn tăng cường dọc hoặc chiều cao lớn nhất của bản bụng có các sườn tăng cường dọc (mm).

5.1. Sườn tăng cường đứng trung gian

5.1.3. Cường độ

- Diện tích tiết diện ngang của STC đứng trung gian phải đủ lớn để chống lại thành phần thẳng đứng của ứng suất xiên trong vách
- Giả thiết rằng chiều dài có hiệu của vách là $18t_w$ cùng làm việc với sườn tăng cường.
- Theo A.6.10.8.1.4

$$A_s \geq \left[0.15BDt_w(1-C) \frac{V_u}{V_r} - 18t_w^2 \right] \left(\frac{F_{yw}}{F_{ys}} \right)$$



5.2. Sườn tăng cường gối

5.2.1. Dầm thép cán

- Yêu cầu có STC gối ở vách của dầm cán tại điểm có lực tập trung khi

$$V_u > 0.75\varphi_b V_n$$

Trong đó:

- φ_b : hệ số sức kháng đối với gối
- V_u : lực cắt do các tải trọng tính toán (N)
- V_n : sức kháng cắt danh định (N)

5.2. Sườn tăng cường gối

5.2.2. Độ mảnh

- STC gối được thiết kế như một phần tử chịu nén, chịu lực tập trung thẳng đứng
- Thường có một đôi hoặc hơn các bản thép hình chữ nhật đặt đối xứng về mỗi bên của vách
- Có chiều cao bằng chiều cao của bản bụng và càng gần mép ngoài của bản biên càng tốt

$$\frac{b_t}{t_p} \leq 0.48 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

Trong đó

- b_t : chiều rộng cánh lồi của STC
- t_p : chiều dày phần tử lồi của STC
- F_{ys} : cường độ chảy của STC

5.2. Sườn tăng cường gối

5.2.3. Sức kháng tựa

- Các đầu của STC gối phải được áp sát với bản biên dưới để nhận phản lực từ đáy bản biên ở gối và vào đáy bản biên trên để nhận lực tập trung từ kết cấu nhịp xuống.
- Diện tích tựa có hiệu nhỏ hơn diện tích nguyên vì đầu STC phải vát chéo để không cho mũ hàn lọt vào góc giữa bản biên và vách. Sức kháng tựa tính toán, B_r phải được lấy như sau:

$$B_r = \varphi_b A_{pn} F_{ys}$$

5.2. Sự ổn tăng cường gối

5.2.4. Sức kháng nén dọc trục

- Sức kháng nén dọc trục tính toán được tính theo công thức

$$P_r = \varphi_c P_n$$

Trong đó

φ_c : hệ số sức kháng nén

P_n : sức kháng nén danh định

CHƯƠNG 4 : CẦU GIÀN THÉP

- Bài 1: Cấu tạo chung; ưu khuyết điểm và phạm vi sử dụng.
- Bài 2: Cấu tạo các thanh giàn.
- Bài 3: Liên kết dầm & giàn chủ.
- Bài 4: Các loại nút giàn.
- Bài 5: Thiết kế hệ giàn chủ.

BÀI 1: CẤU TẠO CHUNG; ƯU KHUYẾT ĐIỂM & PHẠM VI SỬ DỤNG.

- 1. Giới thiệu chung.
- 2. Các dạng cấu tạo mắt cáo của giàn.
- 3. Sơ đồ và kích thước cơ bản.
- 4. Các bộ phận chính của cầu giàn thép.
- 5. Ưu, khuyết điểm và phạm vi sử dụng.

1. Giới thiệu chung

- Với các nhịp lớn, để phát triển khả năng chịu uốn, thường phải tăng chiều cao dầm làm kết cấu nặng nề, tốn thép và không kinh tế.
- Nếu tập trung vật liệu tấm vách thành các thanh xiên, cùng với các thanh biên trên và dưới tạo thành giàn có dạng hình tam giác
- Về lý tưởng, đầu các thanh ở nút giàn có thể xoay tự do, độc lập với các phần tử khác trong nút.
- Thực tế nút giàn thường được liên kết cứng nên sẽ xuất hiện ứng suất phụ trong thanh.

1. Giới thiệu chung

- Thanh biên trên của giàn đường xe chạy trên được xem như một thanh chịu nén tựa trên các gối đàn hồi tạo bởi thanh đứng và dầm ngang đã tăng cường.
- Cầu giàn thường có chiều cao lớn, kết cấu vách hở, các thanh chủ yếu chịu kéo và nén, có khả năng chịu tải lớn với khối lượng thép tương đối nhỏ so với hệ dầm.

2. Các dạng cấu tạo mắt cáo của giàn

- 2.1. Giàn thanh xiên.
- 2.2. Giàn tam giác.
- 2.3. Giàn chữ K.
- 2.4. Giàn nhiều thanh xiên.
- 2.5. Giàn chữ Ж .
- 2.6. Giàn quả trám.
- 2.7. Giàn có hình thức phân nhỏ.

3. Sơ đồ và kích thước cơ bản

- 3.1. Giàn giản đơn.
- 3.2. Giàn liên tục.
- 3.3. Giàn mút thừa.

3.1. Giàn giã đơn

- Đây là loại thông dụng nhất.
 - Loại giàn có đường xe chạy trên.
 - Loại giàn có đường xe chạy dưới.

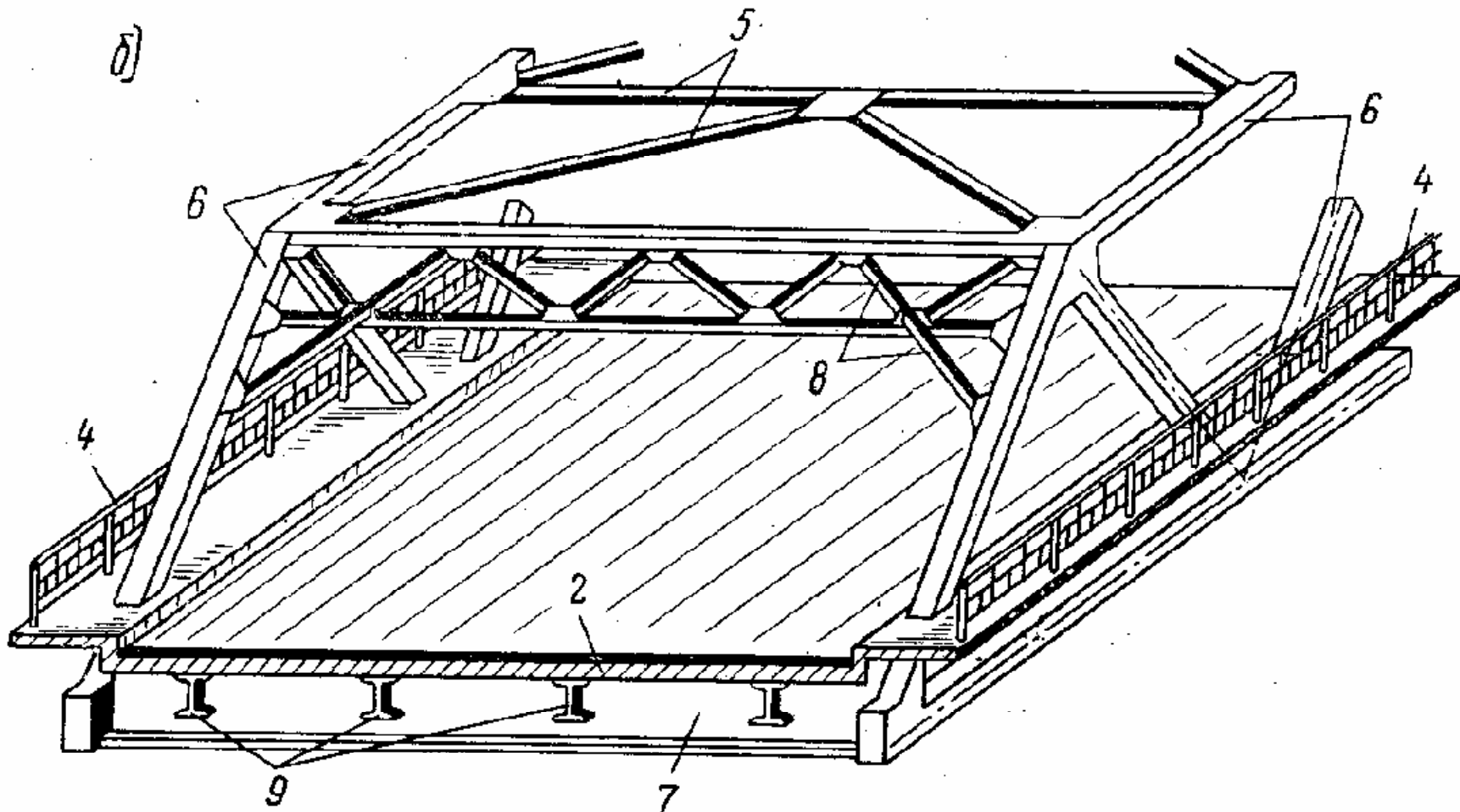
3.2. Giàn liên tục

- Giàn liên tục và mút thừa thường dùng cho đường xe chạy dưới. Đối với đường xe chạy trên thì dùng cầu dầm có lợi hơn.
- Đây là hệ siêu tĩnh, nội lực trong thanh thay đổi theo tải trọng và đổi dấu. Do vậy việc tính toán khó khăn hơn và phải chú ý tính toán mỗi.
- Cầu giàn liên tục thường làm với số nhịp ≤ 3 , rất ít làm với số nhịp liên tục nhiều hơn vì độ dịch chuyển của đầu kết cấu do biến dạng nhiệt độ sẽ rất lớn.

3.3. Giàn mút thừa

- Kết cấu nhịp giàn mút thừa có 1 số ưu điểm tương tự như kết cấu liên tục.
- Do có cấu tạo khớp nên đây là hệ tĩnh định nên hiện tượng mố trụ lún không đều không gây ra ứng lực phụ.
- Ngoài ra do có đường đàn hồi gãy khúc tại khớp nên làm tăng ảnh hưởng của lực xung kích của hoạt tải nên không áp dụng cho cầu xe lửa và cầu thành phố có tuyến đường xe điện.

4. Các bộ phận chính của cầu giàn thép



Các bộ phận chính của cầu giàn thép

5. Ưu, khuyết điểm và phạm vi sử dụng

- Ưu điểm cơ bản của cầu giàn là có độ cứng lớn, là biện pháp kinh tế và có hiệu quả nhất cho các nhịp từ 50-60m.
- Ngoài ra nó có đặc điểm quan trọng là có thể bố trí đường xe chạy dưới để giảm chiều cao kiến trúc của cầu.

5. Ưu, khuyết điểm và phạm vi sử dụng

- Nhược điểm là phức tạp trong cấu tạo, chế tạo và lắp ráp.
- Khi chiều cao kiến trúc không hạn chế thì tốt nhất bố trí cầu giàn đường xe chạy trên vì nó đơn giản về cấu tạo và chiều rộng móng trụ nhỏ hơn. Khi đó, mặt cầu đặt trực tiếp lên các nút trên của giàn. Thường dùng cho các cầu có nhiều giàn chủ đỡ hệ mặt cầu.

5. Ưu, khuyết điểm và phạm vi sử dụng

- Khi chiều cao kiến trúc bị hạn chế cũng như đối với các cầu giàn nhịp lớn thường dùng cầu đường xe chạy dưới. Giảm được cao độ nền đường vào cầu. Hầu hết được dùng cho các cầu lớn nhỏ trên đường sắt và đường ô tô.
- Có thể bố trí đường sắt và ô tô đi chung:
 - Đường sắt ở giữa, ô tô hai bên.
 - Ô tô chạy ở tầng trên và đường sắt bố trí bên dưới.

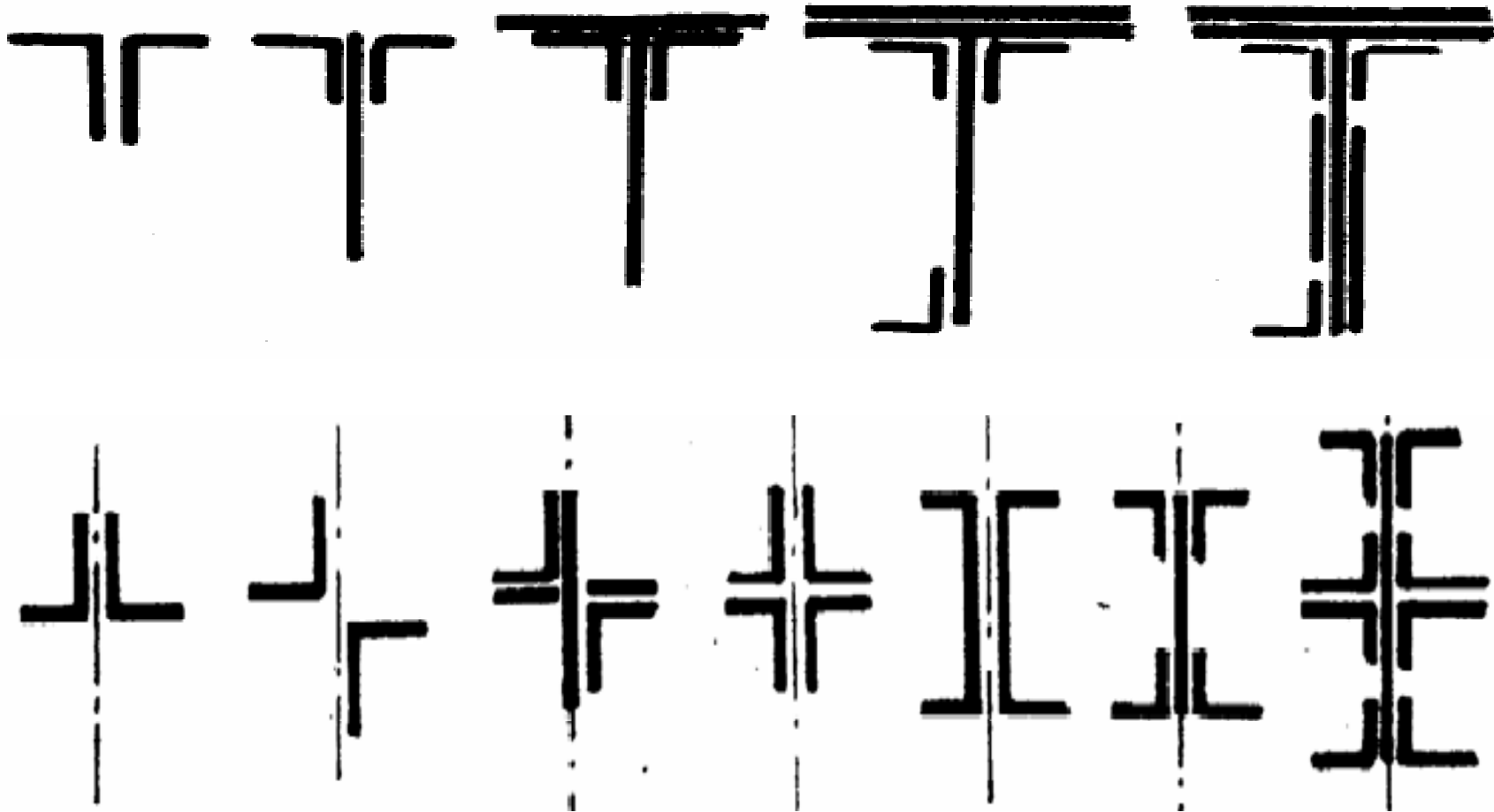
BÀI 2: CẤU TẠO CÁC THANH GIÀN

- 1. Tiết diện thanh giàn đỉnh tán, bu lông.
- 2. Tiết diện thanh giàn hàn.
- 3. Cấu tạo bản giằng, thanh giằng.

1. Tiết diện thanh giàn định tán, bu lông

- 1.1. Tiết diện một vách đứng.
- 1.2. Tiết diện hai vách đứng và tiết diện hộp.

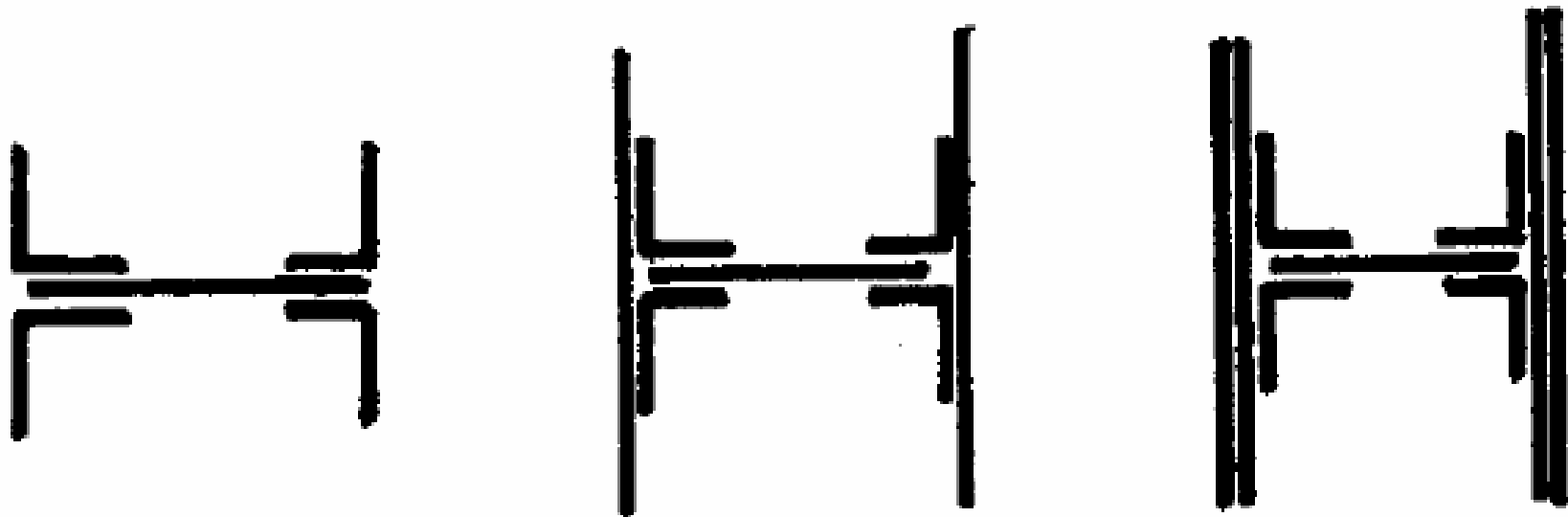
1.1. Tiết diện một vách đứng



1.2. Tiết diện hai vách đứng và tiết diện hộp

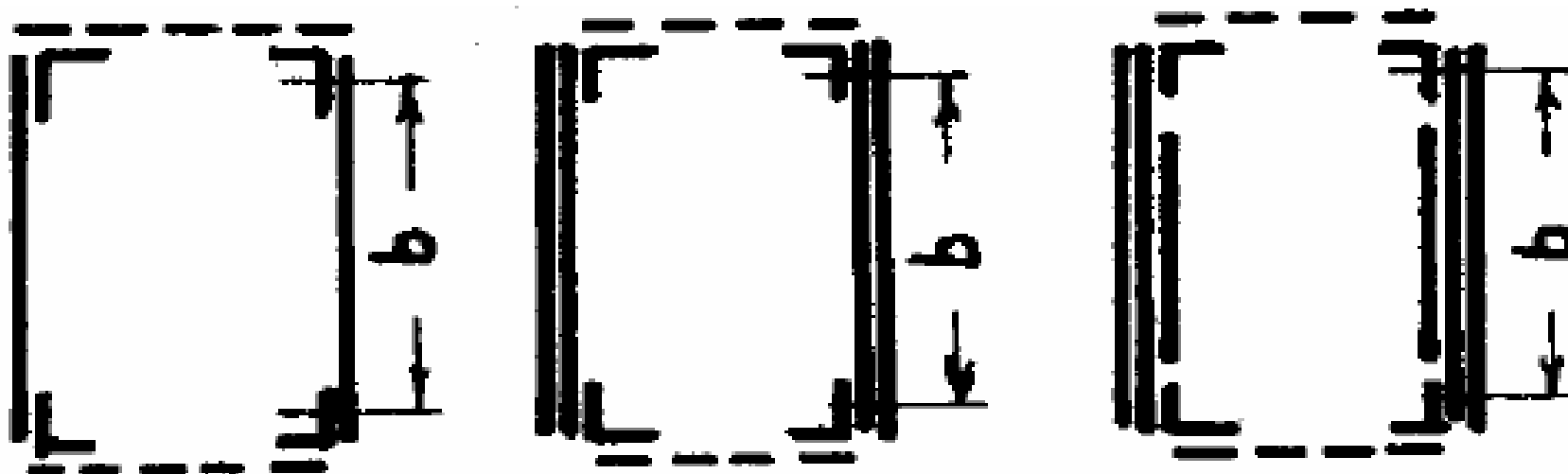
- 1.2.1. Tiết diện chữ H.
- 1.2.2. Tiết diện hộp có thép góc quay vào trong.
- 1.2.3. Tiết diện hộp có thép góc quay ra ngoài.

1.2.1. Tiết diện chữ H

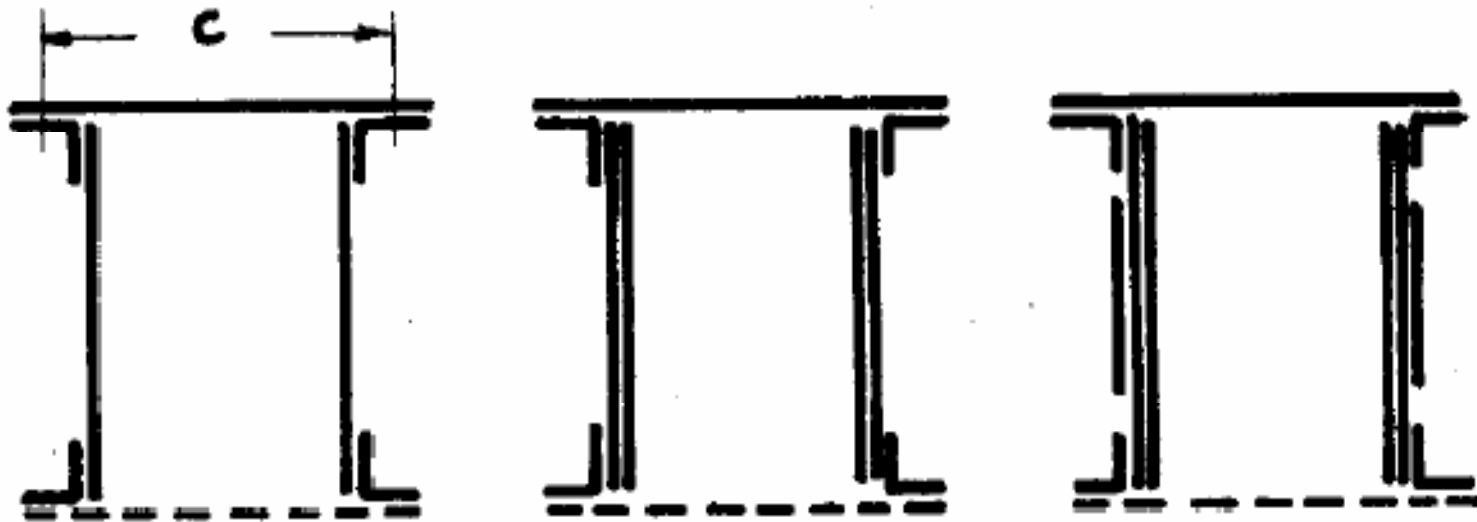


Các dạng tiết diện thanh giàn chữ H

1.2.2. Tiết diện hộp có thép góc quay vào trong

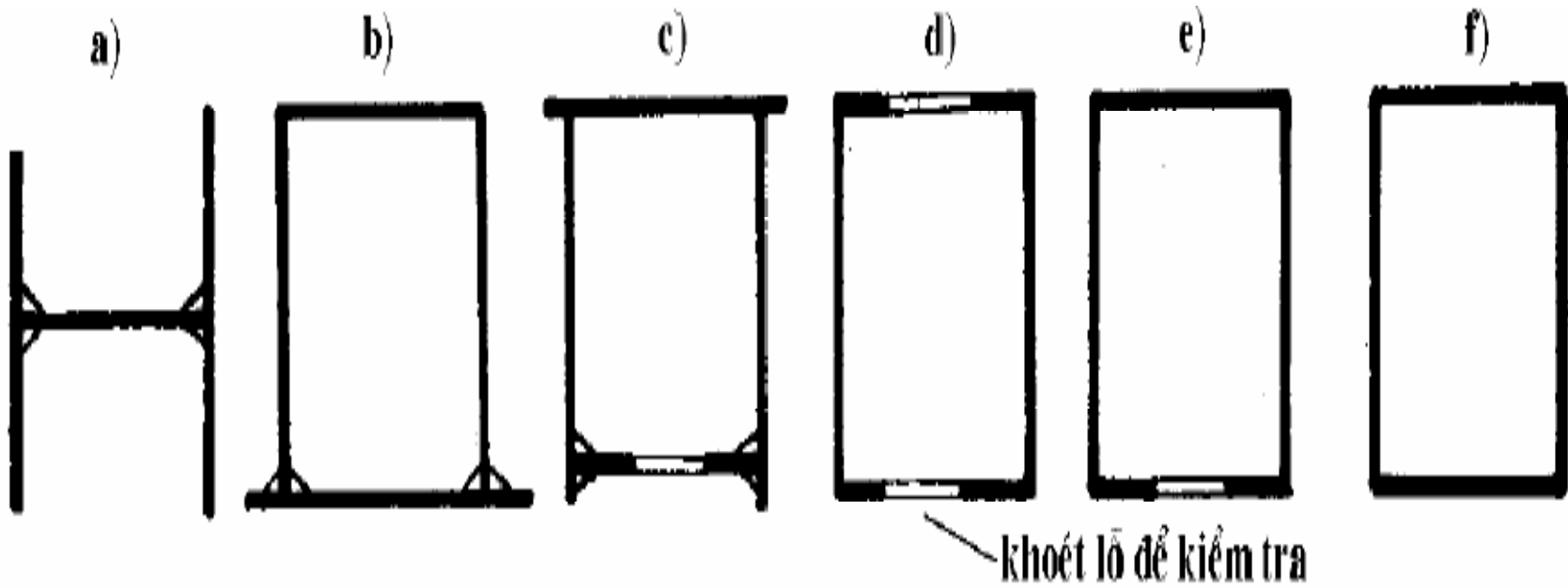


1.2.3. Tiết diện hộp có thép góc quay ra ngoài



Các dạng tiết diện hộp có thép góc quay ra ngoài

2. Tiết diện thanh giàn hàn

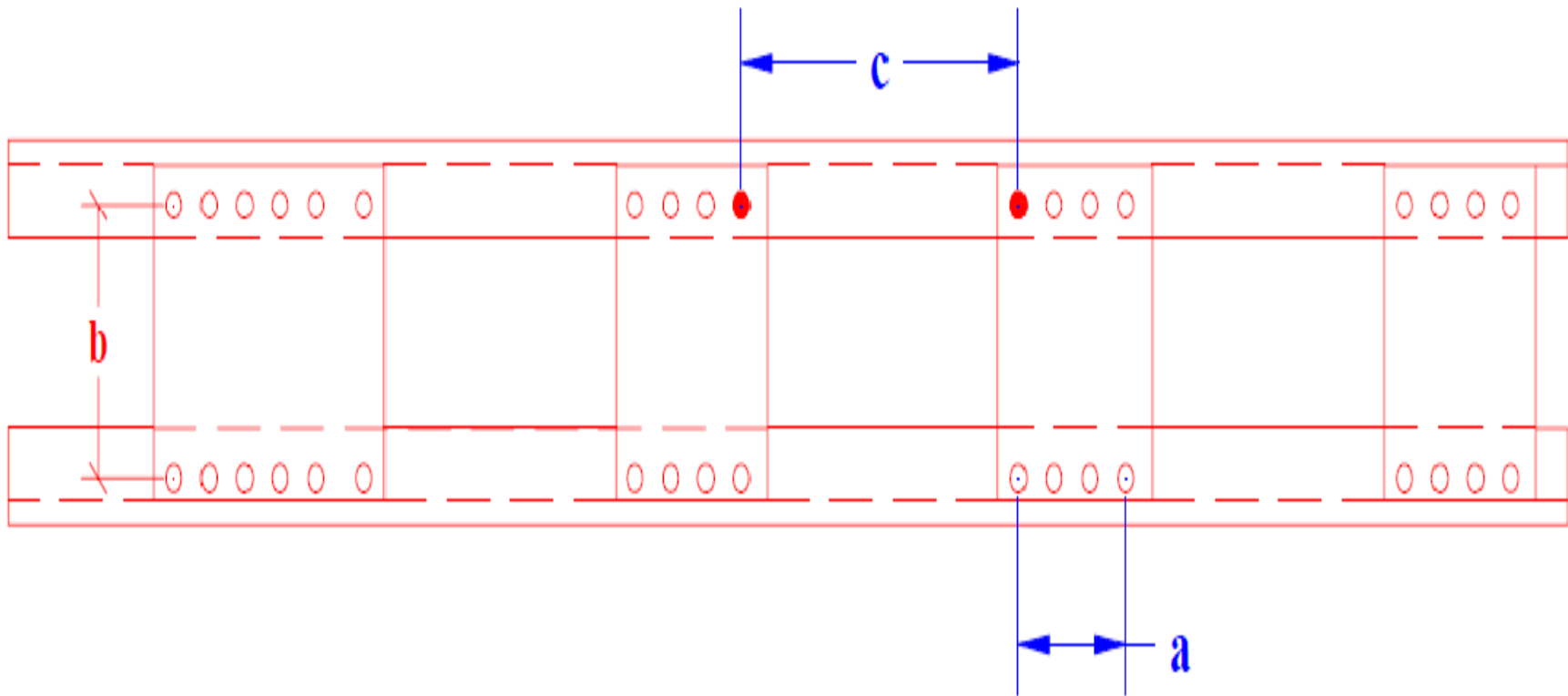


Các dạng tiết diện thanh giàn hàn

3. Cấu tạo bản giằng, thanh giằng

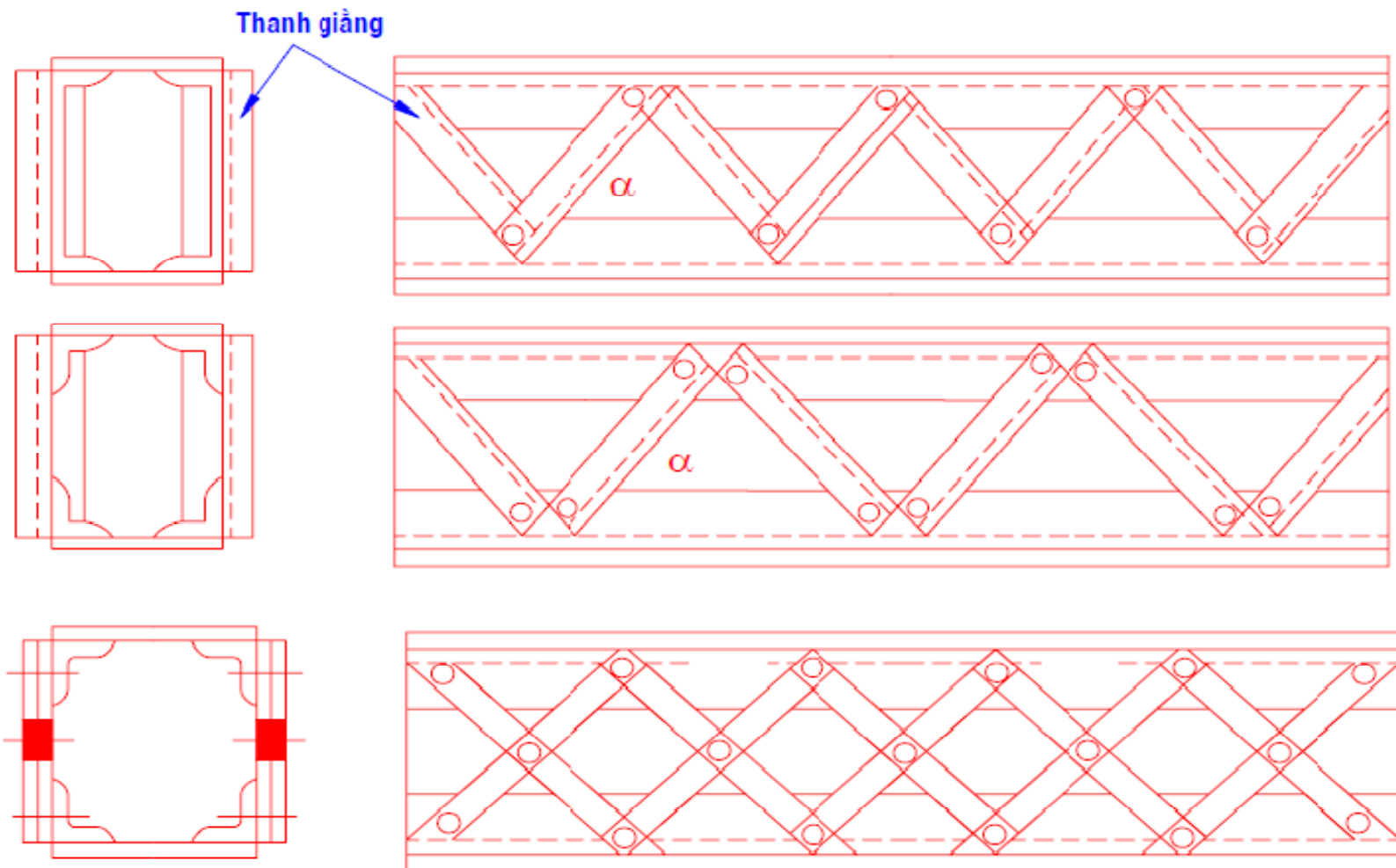
- 3.1. Bản giằng.
- 3.2. Thanh giằng.
- 3.3. Bản thép có khoét lỗ.
- 3.4. Bản chắn ngang.

3.1. Bản giằng

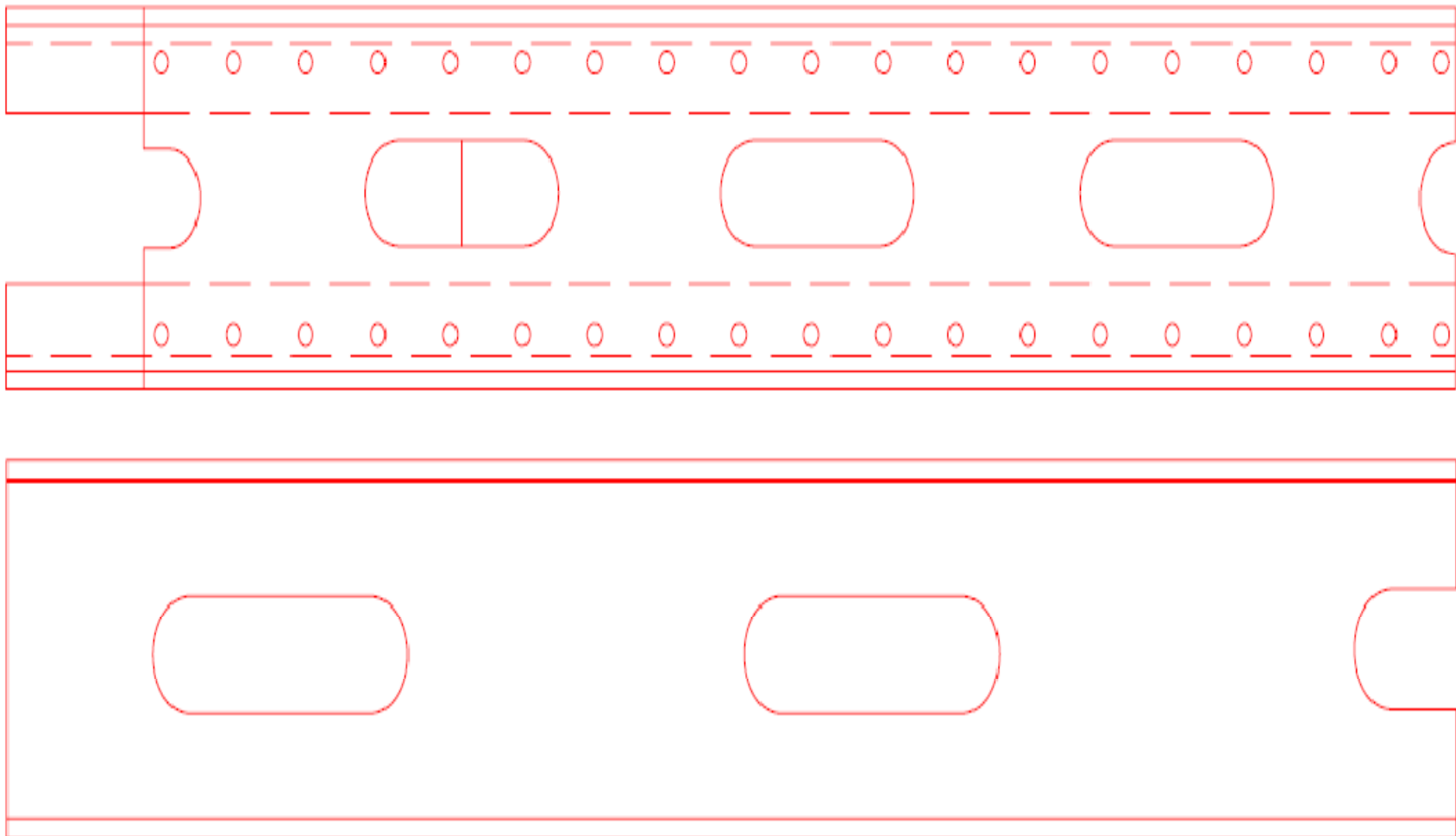


Cấu tạo bản giằng

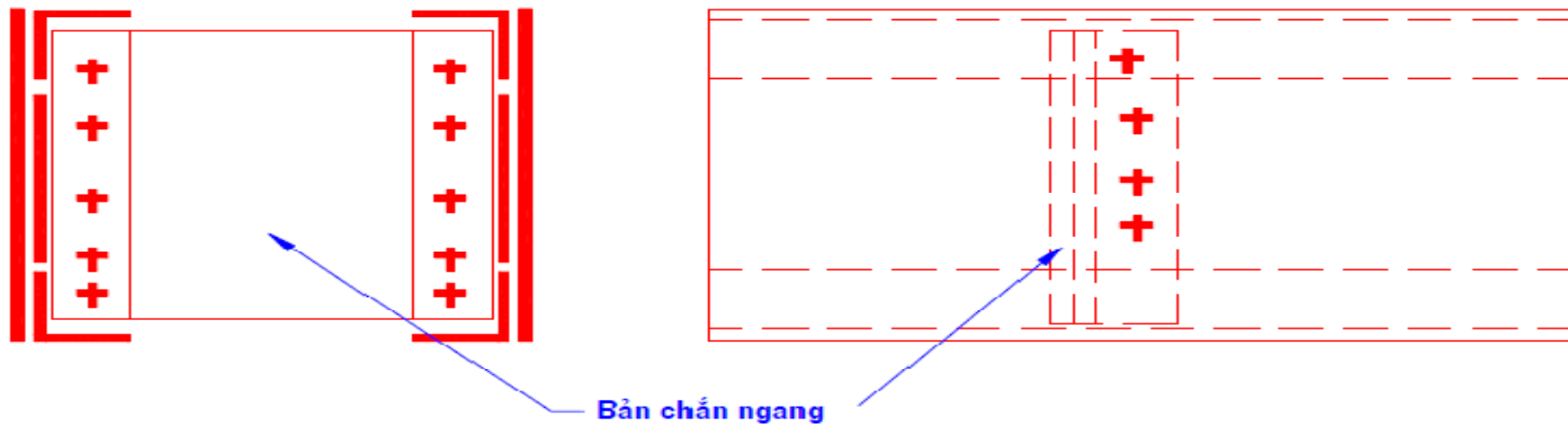
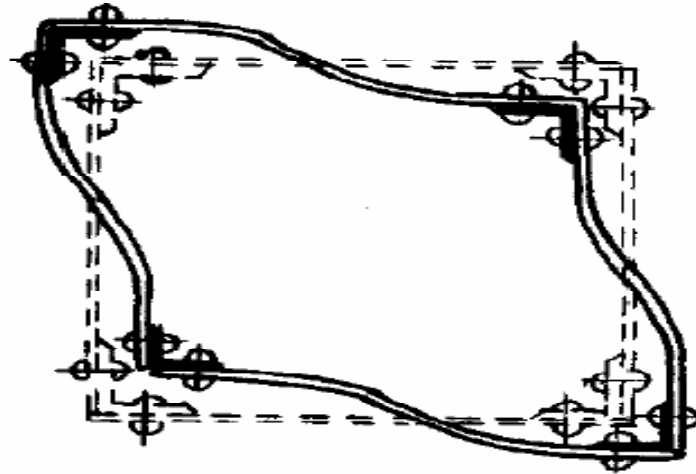
3.2. Thanh giằng



3.3. Bản thép có khoét lỗ



3.4. Bản chấn ngang



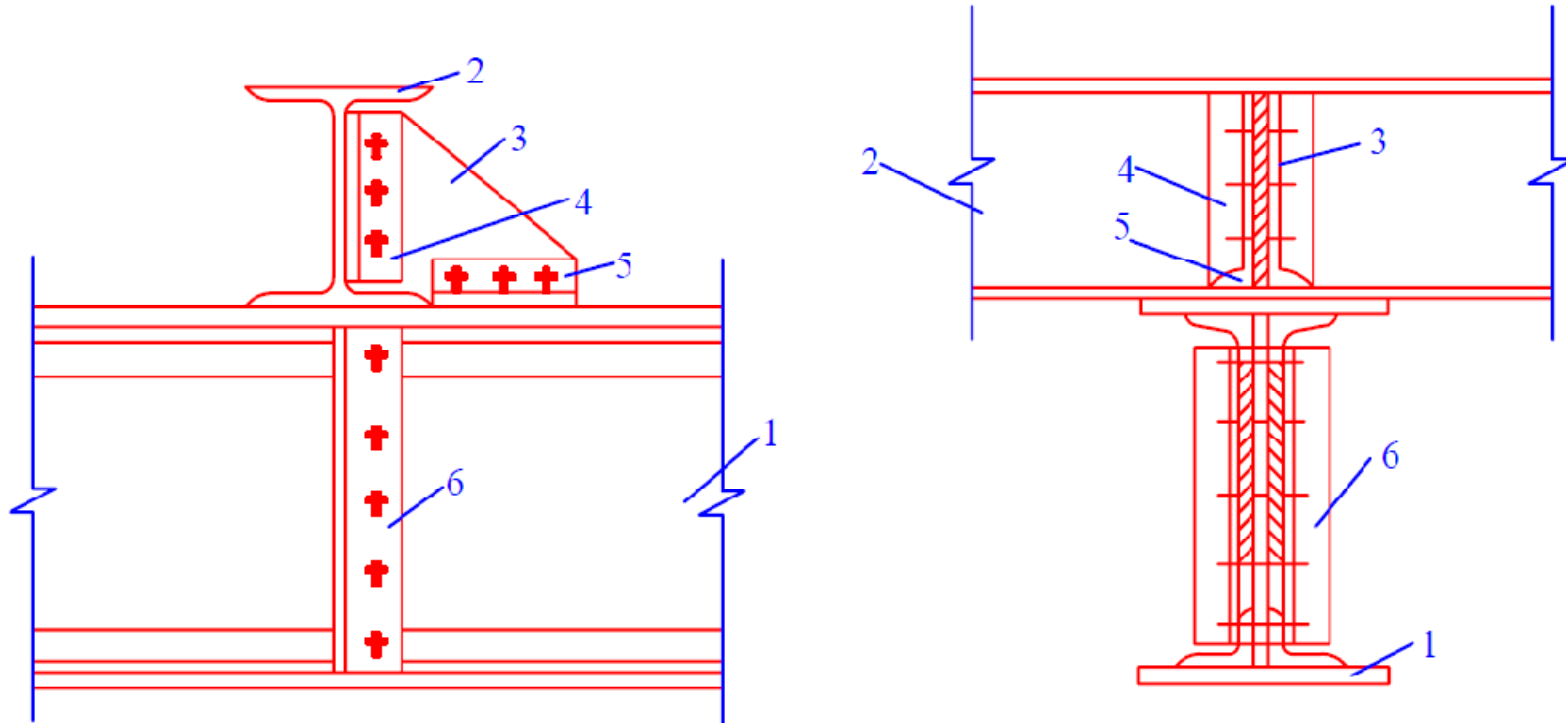
BÀI 3: LIÊN KẾT DÀM & GIÀN CHỦ

- 1. Liên kết dầm dọc vào dầm ngang.
- 2. Liên kết dầm ngang vào giàn chủ.

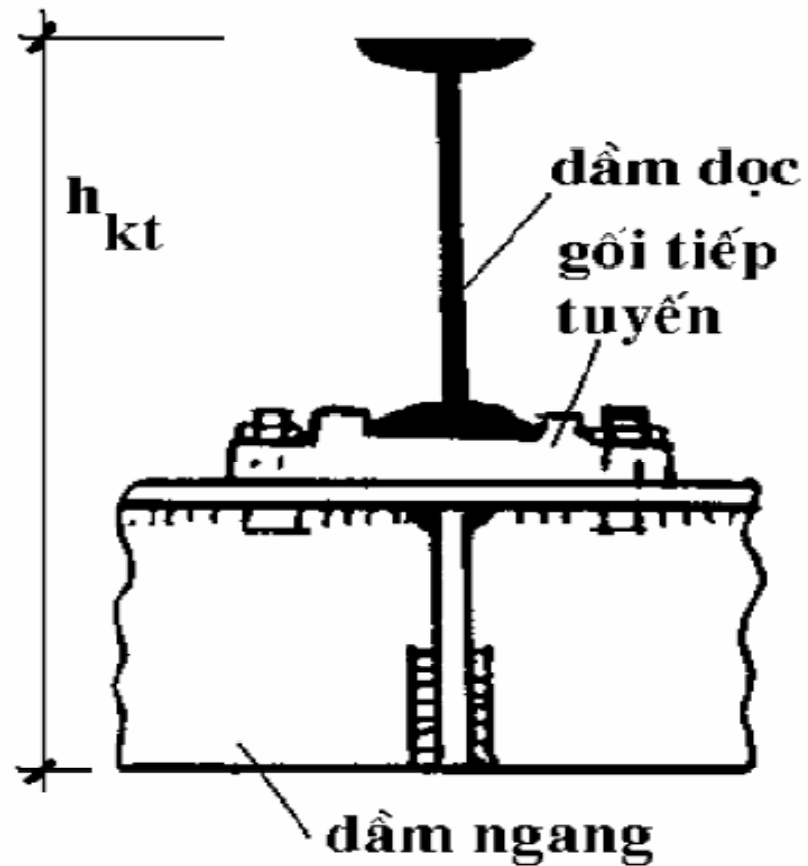
1. Liên kết dầm dọc vào dầm ngang

- 1.1. Liên kết tầng.
- 1.2. Liên kết đồng mức.

1.1. Liên kết tầng



1.1. Liên kết tầng



Cấu tạo liên kết tầng giữa dầm dọc và dầm ngang

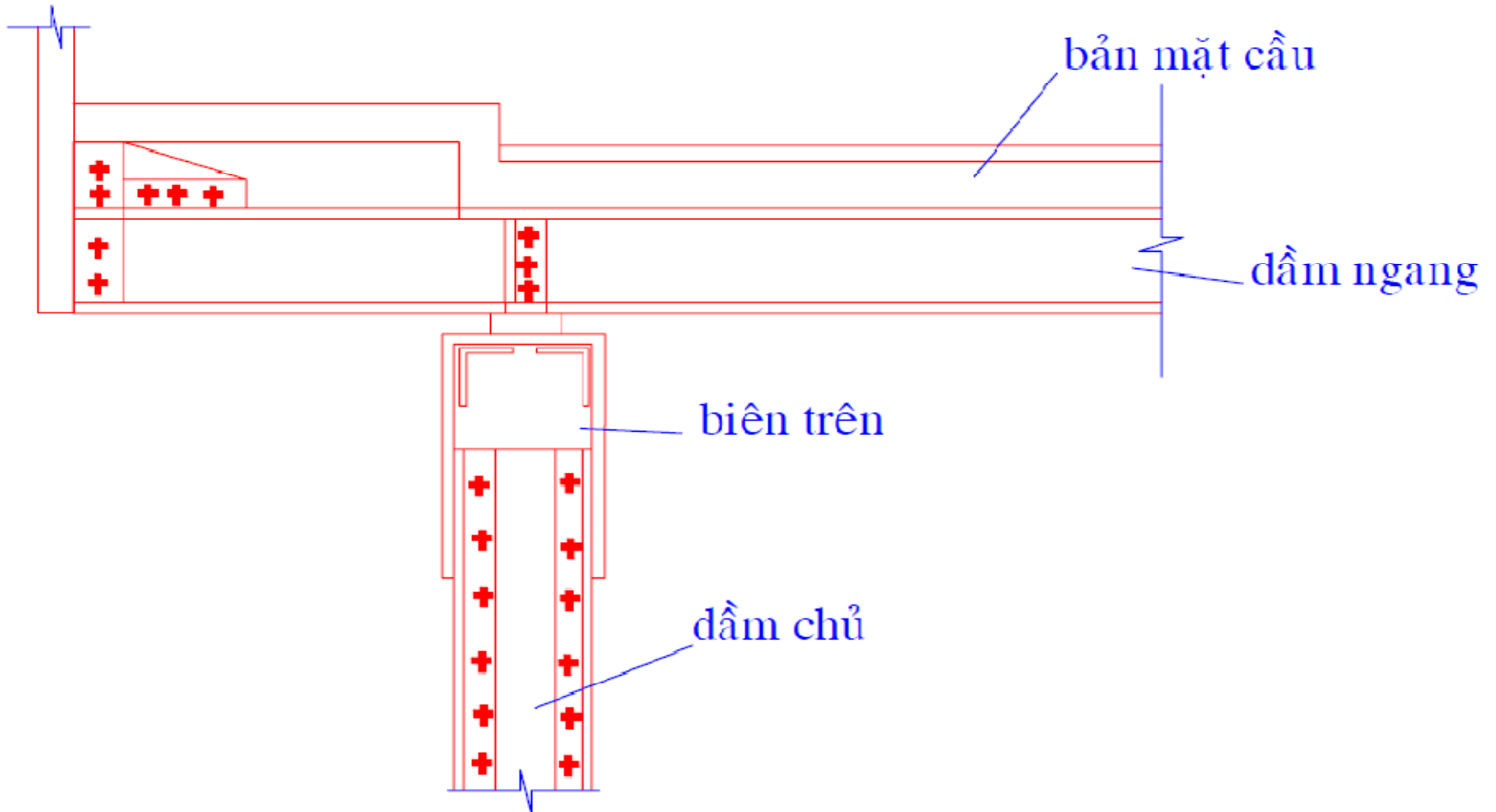
1.2. Liên kết đồng mức

- Liên kết đồng mức là liên kết sao cho biên trên của dầm dọc và dầm ngang đặt ngang bằng nhau. Cách này áp dụng phổ biến nhất vì:
 - Chiều cao kiến trúc nhỏ mà kết cấu lại vững chắc.
 - Bản mặt cầu trong trường hợp này kê lên hệ thống dầm dọc + dầm ngang cũng dễ giàng hơn.
 - Ở đây biên trên của dầm dọc được nối liền bằng bản cá nên đảm bảo cho dầm làm việc có tính liên tục.

2. Liên kết dầm ngang vào giàn chủ

- 2.1. Liên kết tầng và liên kết đồng mức
- 2.2. Liên kết thấp

2.1.1. Liên kết tầng và liên kết đồng mức



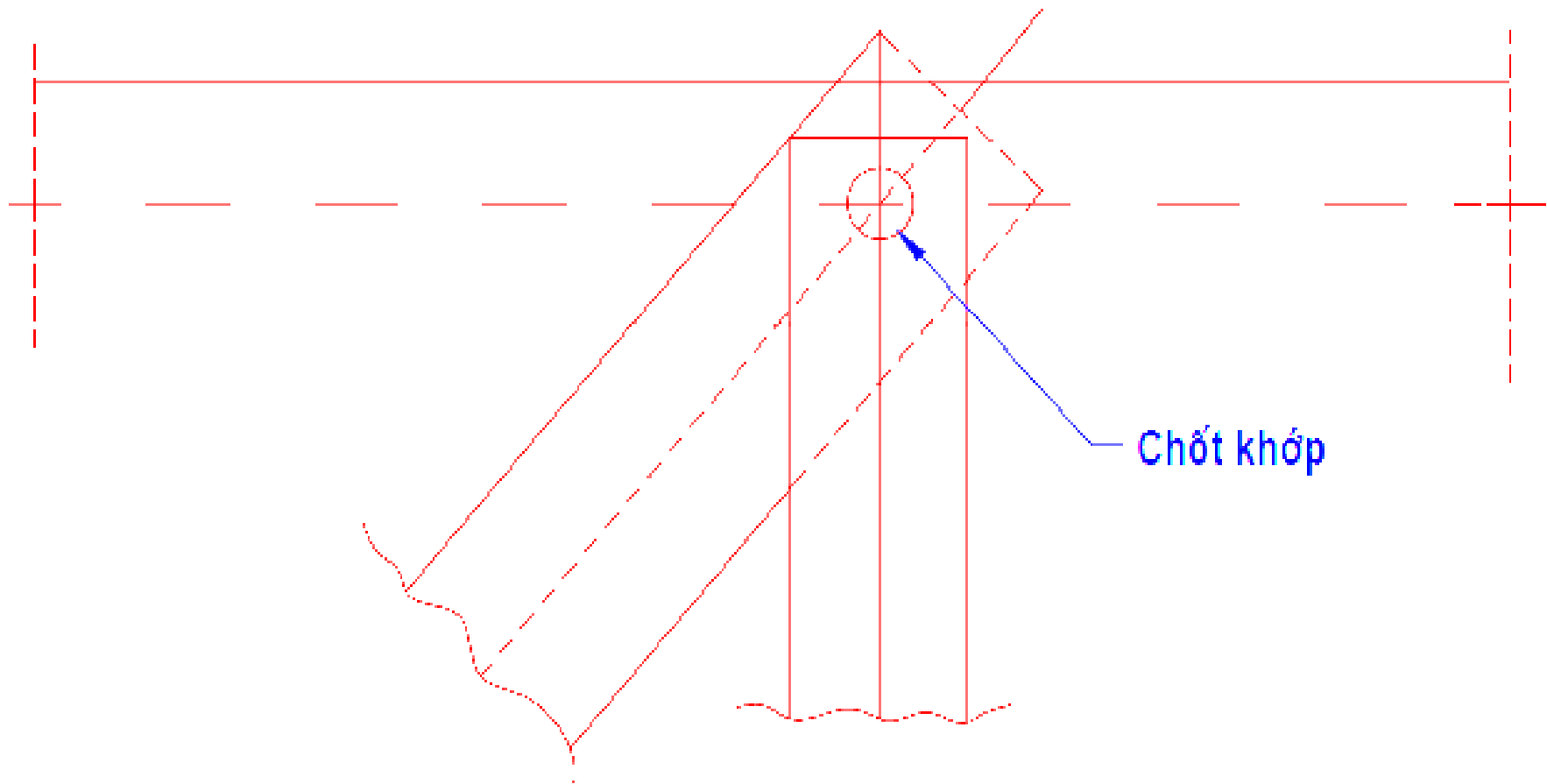
2.1.2. Liên kết thấp

- Liên kết này đơn giản nhất là dùng thép góc áp cánh và liên kết đỉnh vào sườn dầm ngang.
- Nếu bố trí 1 hàng đỉnh không đủ có thể tăng bề rộng thép góc liên kết để tăng số hàng đỉnh.
- Loại này được sử dụng khi chiều cao sườn dầm ngang đủ bố trí lượng đỉnh liên kết vào giàn chủ.

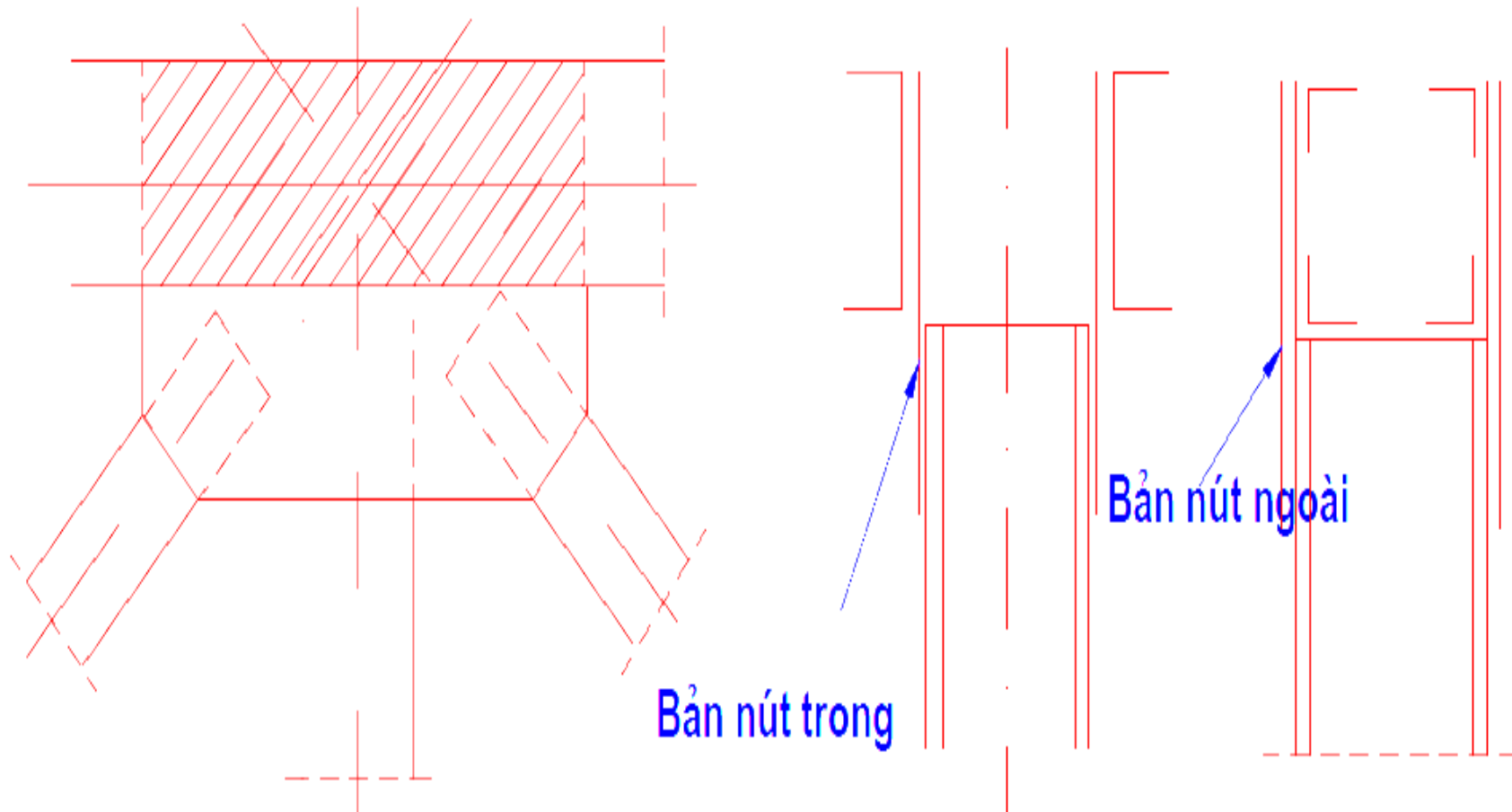
BÀI 4: CÁC LOẠI NÚT GIÀN

- 1. Nút liên kết khớp.
- 2. Nút liên kết cứng.
- 3. Nút không dùng bản nút.

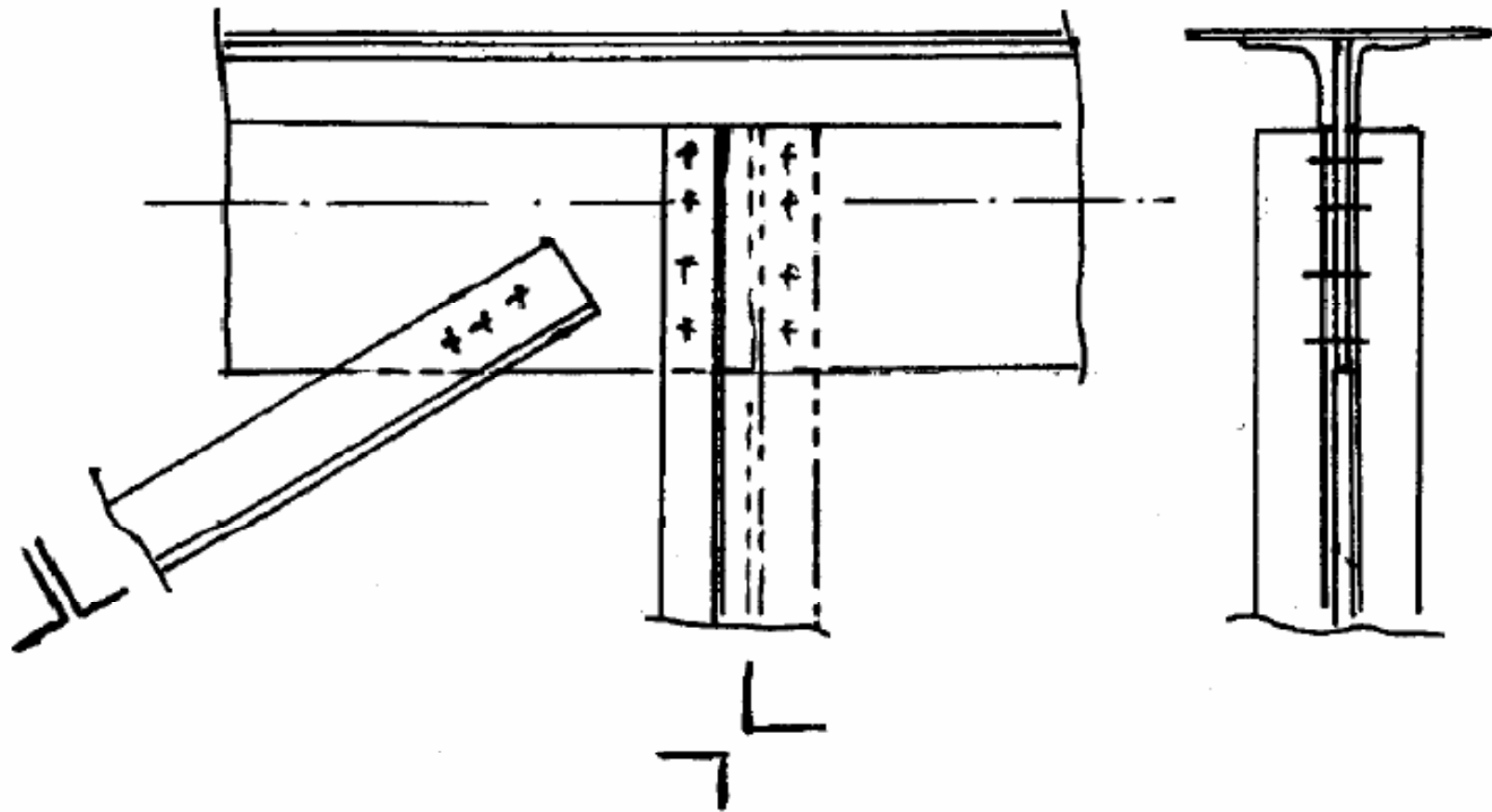
1. Nút liên kết khớp



2. Nút liên kết cứng



3. Nút không dùng bản nút



BÀI 5: THIẾT KẾ HỆ GIÀN CHỦ

- 1. Tính toán nội lực trong các thanh giàn.
- 2. Kiểm toán thanh giàn theo phương pháp LRFD

1. Tính toán nội lực trong các thanh giàn

- 1.1. Tính gần đúng.
- 1.2. Tính chính xác.

1.1. Tính gần đúng

- Giả thiết:
 - 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 giàn chủ và các giàn 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 giàn chủ tại các nút.

1.1. Tính gần đúng

- Để thỏa mãn giả thiết trên, cần phải chú ý:
 - Chiều cao thanh không $> 1/15$ chiều dài thanh.
 - Trục các thanh biên của 2 khoang kề nhau không $> 1.5\%$ chiều cao thanh đối với tiết diện chữ Π và hình hộp và không quá 0.7% chiều cao đối với tiết diện chữ H.
- Tính toán: Sử dụng phương pháp thông thường trong cơ học kết cấu.

1.2. Tính chính xác

- Hiện nay với công cụ máy tính việc coi nút giàn là khớp không còn phù hợp nữa, nên coi nút giàn là ngàm cứng.
- Hệ dầm mặt cầu làm nhiệm vụ đỡ phần mặt cầu và hoạt tải rồi truyền lực cho giàn chủ tại các nút.

1.2. Tính chính xác

- Nội lực trong giàn được xác định bằng cách dùng các phần mềm tính toán kết cấu
- Đối với giàn biên cứng, thanh biên có các thành phần nội lực M , Q , N .

2. Kiểm toán thanh giàn theo phương pháp LRFD

- 2.1. Thanh chịu kéo.
- 2.2. Thanh chịu nén.
- 2.3. Thanh chịu kéo và uốn.
- 2.4. Thanh chịu nén và uốn.

CHƯƠNG 5: CẦU VÒM THÉP

1. Giới thiệu chung.
2. Phân loại và các bộ phận chính của cầu vòm thép.
3. Tính toán cầu vòm thép.

BÀI 1: GIỚI THIỆU CHUNG

- 1. Đặc điểm làm việc.
- 2. Ưu nhược điểm.
- 3. Phạm vi sử dụng.

1. Đặc điểm làm việc

- Kết cấu nhịp vòm là một hệ thống không gian phức tạp gồm nhiều bộ phận cùng tham gia chịu lực chung.
- Kết cấu cầu vòm chủ yếu là chịu nén. Nếu chọn trục hợp lý thì mômen trong vòm bằng 0 nên tiết kiệm vật liệu thép.
- Tham số quan trọng nhất của sơ đồ vòm là tỉ số giữa đường tên vòm f với nhịp vòm l . Tỉ số này càng nhỏ tức là vòm càng thoải thì lực đẩy ngang càng lớn và ngược lại.

2. Ưu nhược điểm và phạm vi sử dụng

- Ưu điểm: nếu địa chất tốt thì tiết kiệm vật liệu và có mỹ quan cao.
- Nhược điểm
 - Tại gối tựa của vòm có lực đẩy ngang nên tốn vật liệu cho móng;
 - kết cấu không được tiêu chuẩn hóa, không thích hợp khi có chiến tranh;
 - Thi công khó khăn, phức tạp.
- Cầu vòm có thể vượt nhịp lớn 200÷300m, có khi đến 500m

BÀI 2: PHÂN LOẠI VÀ CÁC BỘ PHẬN CHÍNH CỦA CẦU VÒM THÉP

- 1. Phân loại.
- 2. Các bộ phận chính của cầu vòm thép.

1. Phân loại

- Phân loại dựa vào liên kết vòm – mố trụ.
 - Vòm không chốt
 - Vòm hai chốt
 - Vòm ba chốt

1. Phân loại

- Phân loại dựa vào vị trí cao độ mặt xe chạy.
 - Cầu vòm chạy trên
 - Cầu vòm chạy dưới
 - Cầu vòm chạy giữa

1. Phân loại

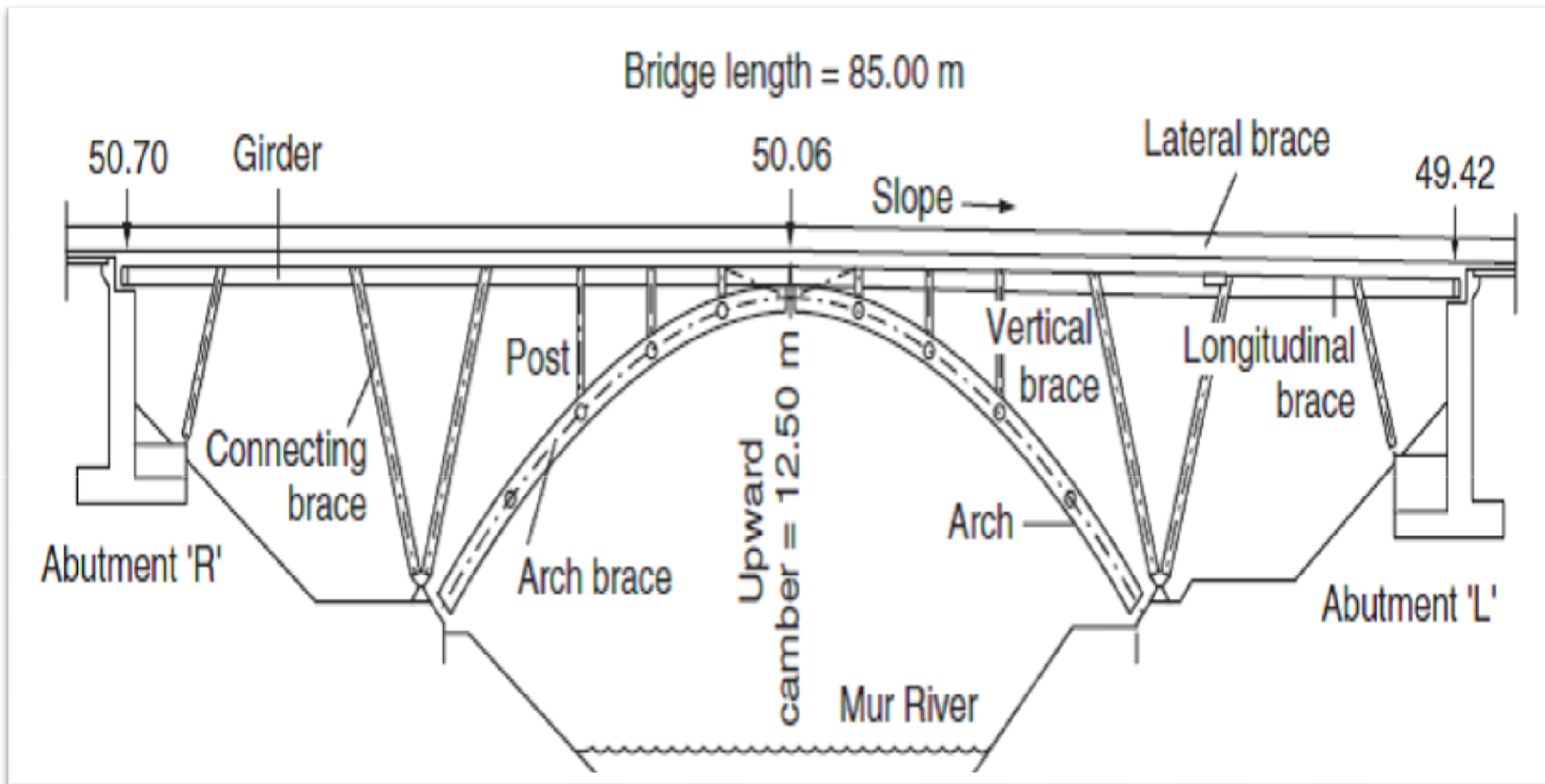
- Phân loại dựa vào sơ đồ tĩnh học.
 - Cầu vòm có lực đẩy ngang.
 - Cầu vòm có thanh kéo (cầu vòm không có lực đẩy ngang ngoài).
 - Cầu vòm mút thừa.

1. Phân loại

- Phân loại dựa vào độ cứng vòm – dầm.
 - Cầu vòm cứng – dầm cứng
 - Cầu vòm cứng – dầm mềm
 - Cầu vòm mềm – dầm mềm

2. Các bộ phận chính của cầu vòm thép

- 2.1. Sườn vòm.
- 2.2. Hệ dầm và bản mặt cầu.
- 2.3. Cột chống và thanh treo.



BÀI 3: TÍNH TOÁN CẦU VÒM THÉP

- Tổng thể đây là một kết cấu siêu tĩnh bậc cao mà trong đó phần vòm chính cùng tham gia chịu lực với phần kết cấu trên vòm.
- Trong thiết kế kỹ thuật để tính chính xác nội lực và biến dạng cần phải xét sơ đồ đầy đủ như đã nêu trên và dùng các phương pháp cơ học kết cấu để giải.
- Hiện nay các công ty tư vấn thiết kế đều dùng các chương trình máy tính viết theo phương pháp phần tử hữu hạn để giải.

BÀI 3: TÍNH TOÁN CẦU VÒM THÉP

- Trong giai đoạn thiết kế sơ bộ nên dùng các phương pháp tính toán nhanh, gần đúng với sơ đồ phẳng.
- Khi đó có thể coi hệ thống bản và dầm trên vòm như là dầm liên tục nhiều nhịp có xét đến sự nén kết hợp uốn đối với các cột.

BÀI 3: TÍNH TOÁN CẦU VÒM THÉP

- Mômen uốn cột có thể lấy bằng 10% trị số mômen gối của dầm liên tục nói trên nếu :

$$c = \frac{I_d h}{I_c l} \geq 4$$

- Trong đó :

I_d, I_c : mômen quán tính của dầm (hay bản) và của cột.

l : chiều dài tính toán của bản hay dầm.

h : chiều cao cột.

BÀI 3: TÍNH TOÁN CẦU VÒM THÉP

Mômen uốn cột ngoài cùng (ở đầu nhịp) lấy là :

$$M_c = \frac{3}{4} \frac{M_o}{1+c}$$

- Trong đó M_o là mômen tính toán giữa nhịp bản hay dầm gối tự do nhịp I.
- Nếu bản hay dầm của phần kết cấu trên vòm nối cứng với đỉnh vòm thì tại đó lấy mômen uốn dầm bằng $2/3M_o$

BÀI 3: TÍNH TOÁN CẦU VÒM THÉP

- Khi tính toán kết cấu trên vòm dưới ảnh hưởng của nhiệt độ chênh lệch và co ngót của bê tông có thể dùng sơ đồ tính toán với chiều dài vòm không thay đổi.
- Các vòm được tính theo lý thuyết dầm cong đàn hồi. Trục vòm nên chọn theo đường cong áp lực tĩnh tải qua 3 điểm cố định trước là : đỉnh vòm và hai chân vòm.

BÀI 3: TÍNH TOÁN CẦU VÒM THÉP

- Khi tính vòm nên dùng các bảng tra soạn sẵn các trị số tung độ đường ảnh hưởng lực đẩy ngang và mômen uốn, lực cắt, lực dọc tại các mặt cắt theo tham số hình học của đường trục vòm.
- Đôi khi đối với cầu vòm nhịp nhỏ người ta dùng trục vòm dạng cung tròn và chiều cao vành vòm không đổi theo dọc nhịp.

BÀI 3: TÍNH TOÁN CẦU VÒM THÉP

- Trong tính toán sơ bộ chỉ cần duyệt các mặt cắt đỉnh vòm, chân vòm và ở $\frac{1}{4}$ nhịp.
- Muốn kiểm toán cường độ, độ bền mỏi và độ chống nứt của mặt cắt vòm cần phải đồng thời xác định các lực dọc, mômen, lực cắt do tĩnh tải và cùng một cách đặt hoạt tải.
- Để tính nội lực do hoạt tải phải xét 3 tình huống :
 - Lực dọc lớn nhất và mômen uốn tương ứng.
 - Mômen dương lớn nhất và lực dọc tương ứng.
 - Mômen âm lớn nhất và lực dọc tương ứng.

BÀI 3: TÍNH TOÁN CẦU VÒM THÉP

- Phải tính toán vòm về chuyển vị, về ổn định hình dáng trong mặt phẳng vòm cũng như ngoài mặt phẳng vòm.
- Khi tính toán mặt cắt chân vòm cũng phải xét đến tác động của tải trọng gió ngang lên vòm.

CHƯƠNG 6: GỒI CẦU THÉP

- Bài 1: Chức năng và cách bố trí gôi cầu.
- Bài 2: Phân loại, cấu tạo gôi cầu thép
- Bài 3: Tính toán gôi cầu.

BÀI 1: CHỨC NĂNG & CÁCH BỐ TRÍ GỐI CẦU

- 1. Chức năng của gối cầu
- 2. Bố trí gối cầu

1. Chức năng của gối cầu

- Gối cầu có 2 loại:
 - Gối cố định: cho xoay nhưng không cho chuyển vị dọc và ngang.
 - Gối di động: cho xoay và có biến dạng dọc, biến dạng ngang.

1. Chức năng của gối cầu

- Nhiệm vụ của gối cầu là:
 - Truyền áp lực từ kết cấu nhịp xuống móng trụ.
 - Đảm bảo cho kết cấu nhịp làm việc đúng sơ đồ tính.
 - Đảm bảo chuyển của kết cấu nhịp do tải trọng, sự thay đổi của nhiệt độ,...

2. Bố trí gói cầu

- 2.1. Trên trục dọc
- 2.2. Trên mặt bằng

2.1. Trên trục dọc

- 2.1.1. Đối với cầu giản đơn nhiều nhịp
- 2.1.2. Đối với cầu dầm liên tục
- 2.1.3. Đối với cầu dầm mút thừa

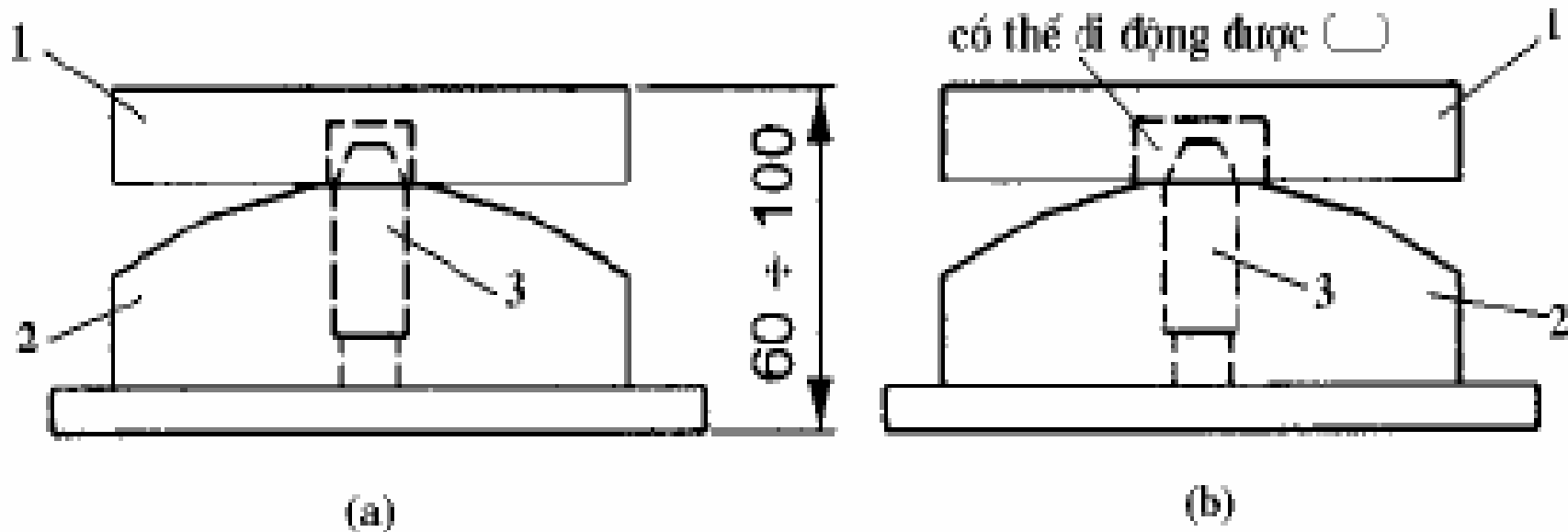
2.2. Trên mặt bằng

- Trước hết bố trí gôi cố định theo các yêu cầu sau:
 - Tại điểm có thể làm giảm thiểu chuyển vị của gôi di động.
 - Điểm thấp nhất trên trục dọc.
 - Tâm tác dụng của trọng lực khi thiết kế động đất.
- Sau đó bố trí gôi di động.

BÀI 2: PHÂN LOẠI, CẤU TẠO GỐI CẦU THÉP

- Gối cầu có thể làm bằng thép đúc hay thép cán ghép lại. Nói chung có những loại gối sau: gối tiếp tuyến, gối con lăn, gối con lăn hình quạt, gối con quay.
 1. Gối tiếp tuyến
 2. Gối con lăn
 3. Gối con quay

1. Gối tiếp tuyến



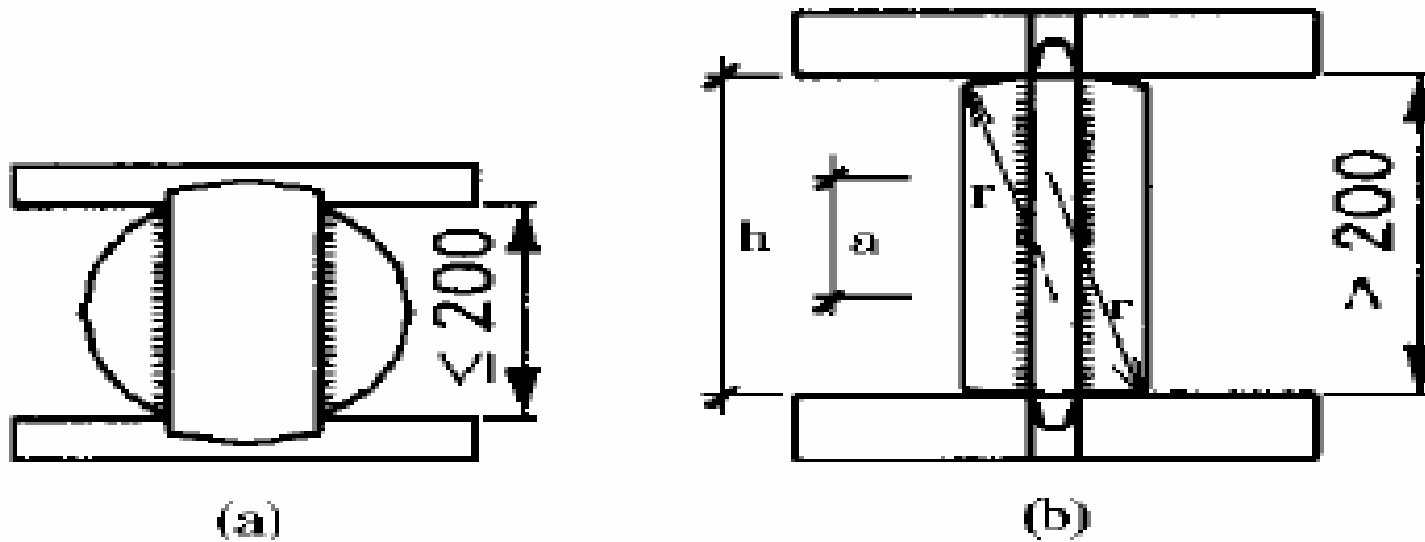
- Cấu tạo gồm:

- Thớt trên (1) được làm phẳng.
- Thớt dưới (2) được làm cong.
- Chốt (3) ở giữa.

1. Gối tiếp tuyến

- Đối với gối cố định, chốt có thể làm cho gối xoay được mà không trượt được.
- Đối với gối di động khoét thêm lỗ dạng ôvan để cho gối có thể trượt được.
- Gối này ma sát rất lớn, chỉ dùng cho nhịp nhỏ $l \leq 20-25m$ và phản lực gối $\leq 80T$ đối với gối di động và $\leq 300T$ đối với gối cố định.

2. Gối con lăn



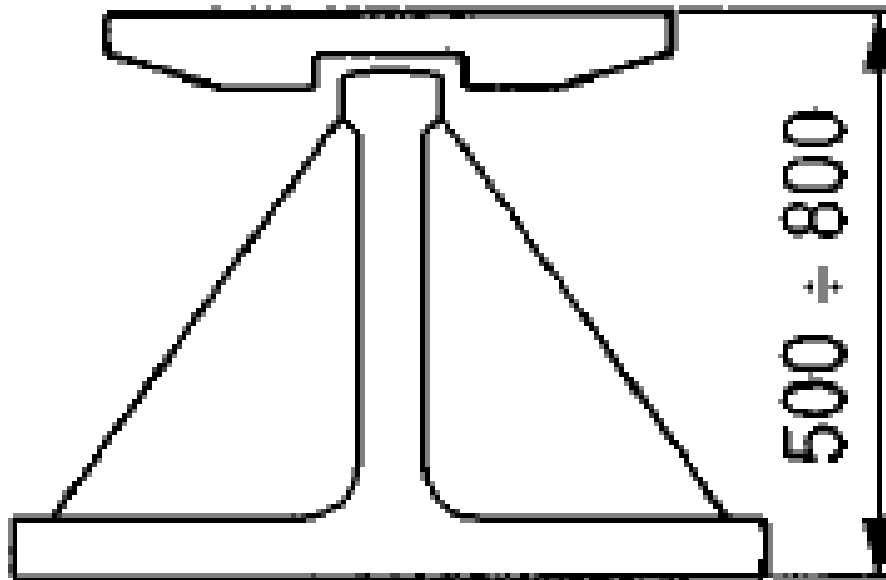
a-Gối lăn trụ tròn b-Gối con lăn vát

- Loại này dùng cho gối di động, phản lực gối 70-300T và chiều dài nhịp $l \leq 50\text{m}$ (nếu tăng lên nữa thì h sẽ rất lớn).

2. Gối con lăn

- Đơn giản nhất là con lăn trụ tròn. Nó đảm bảo di động tốt. Khi kết cấu nhíp chuyển vị 1 đoạn Δ thì con lăn di chuyển 1 đoạn $\Delta/2$
- Để con lăn cắt vát ổn định và tăng khả năng ép mặt, ta thường chọn $r = 3h/4$.
- Khi con lăn xoay 1 góc α thì đầu dầm nâng lên 1 đoạn $a(1 - \cos\alpha)$ đồng thời áp lực từ trên xuống và phản lực từ dưới lên tạo ra 1 ngẫu lực làm con lăn vát có xu hướng trở về vị trí ban đầu nên ổn định hơn.

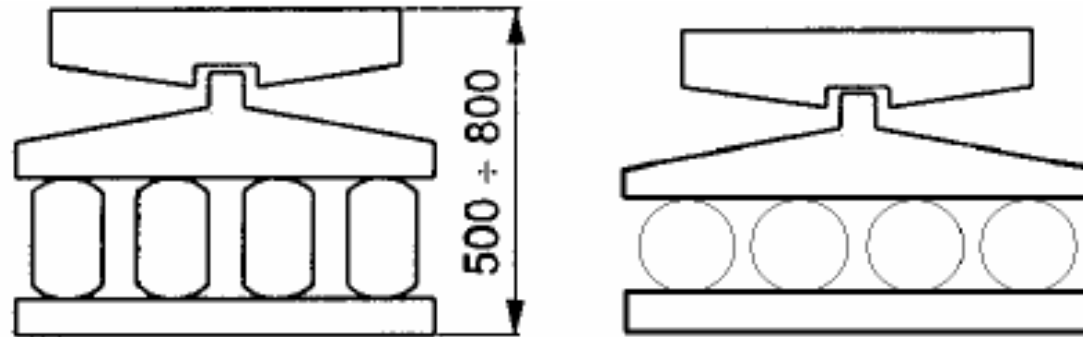
3. Gối con quay



Gối con quay cố định

- Loại gối này có ma sát ở khớp nhỏ vì tiếp xúc 1 điểm, thường áp dụng cho gối cố định.

3. Gối con quay



Gối con quay di động

3. Gói con quay

- Loại gói con quay di động thường có 3 thớt gói (trên, giữa và dưới) và 1 hàng con lăn.
- Để giữ cho các con lăn cùng chuyển vị, ta dùng 1 giăng liên kết con lăn lại với nhau.
- Đường kính và số lượng con lăn đều do tính toán và thường chọn số con lăn là số chẵn.
- Cả 2 loại gói trên áp dụng cho nhíp lớn, gói có áp lực lớn $\geq 250T$.

BÀI 3: TÍNH TOÁN GỐI CẦU.

- Dựa trên các nguyên lý sức bền vật liệu có tính chất gần đúng khi tính các thanh ngắn có chiều cao lớn.
- Ngoài tính toán cần chọn theo yêu cầu cấu tạo:
 - Đường kính con lăn không nhỏ hơn 150mm.
 - Bề dày con lăn cắt vát lấy $\Delta + 60\text{mm}$ với Δ là tổng chuyển vị của kết cấu nhịp do tất cả các nguyên nhân.
 - Bề dày sườn thép của gối cầu đúc không nhỏ hơn 40mm và bề dày các bản gối cầu không được nhỏ hơn 20mm.

1. Xác định tải trọng tính toán

- Gối cầu được tính với phản lực thẳng đứng và phản lực nằm ngang. Ta phải xét những trường hợp đặt lực sau đây:
 - Trường hợp 1: Phản lực thẳng đứng A do tĩnh tải và hoạt tải có xét đến các hệ số vượt tải và hệ số xung kích (tổ hợp tải trọng chính).
 - Trường hợp 2: Phản lực thẳng đứng A và lực ngang H do lực hãm cộng với lực gió dọc cầu hoặc do lực ma sát nếu lực này cho giá trị H lớn hơn (có 2 tổ hợp phụ).

1. Xác định tải trọng tính toán

- Khi tính gối cố định, coi chúng chịu hoàn toàn lực dọc do lực hãm và gió (hoặc lực ma sát).
- Khi tính gối cầu di động, phản lực H lấy 50% đối với gối tiếp tuyến, 25% đối với gối con lăn của toàn bộ lực dọc nhưng không lớn hơn lực ma sát.

2. Tính con quay di động

- 2.1. Xác định độ dịch chuyển của gối theo phương dọc cầu.
- 2.2. Tính con lăn
- 2.3. Tính con quay dưới
- 2.4. Tính thớt dưới
- 2.5. Tính con quay trên

3. Tính con quay cố định

- Chiều cao con quay dưới cố định thường lấy bằng chiều cao gối di động kể từ mặt dưới thớt đến khớp gối
- Chiều dài và chiều rộng của con quay dưới cũng lấy bằng thớt dưới của gối di động.