

PGS. TS. NGUYỄN VIỆT TRUNG

CÔNG NGHỆ HIỆN ĐẠI TRONG XÂY DỰNG CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

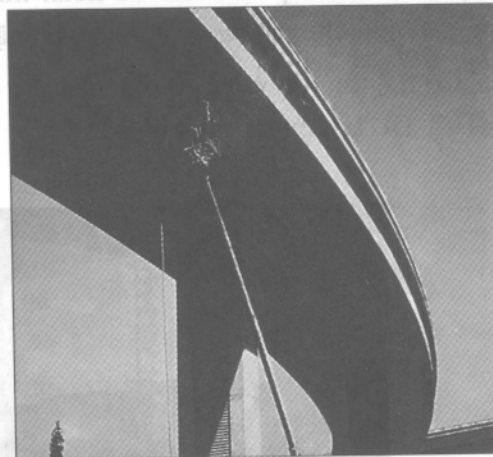
PGS. TS. NGUYỄN VIỆT TRUNG

CÔNG NGHỆ HIỆN ĐẠI TRONG XÂY DỰNG CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2004

Chương mở đầu

TỔNG QUAN VỀ CÁC CÔNG NGHỆ HIỆN ĐẠI THI CÔNG CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP DỰ ỨNG LỰC NHỊP LIÊN TỤC



1. SƠ LƯỢC TÌNH HÌNH PHÁT TRIỂN CÔNG NGHỆ XÂY DỰNG CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP DỰ ỨNG LỰC TRÊN THẾ GIỚI VÀ Ở VIỆT NAM

Trải qua gần một thế kỷ, kể từ khi kết cấu bê tông cốt thép dự ứng lực (BTCT DUL) được phát minh, thế giới đã chứng kiến nhiều thành tựu tuyệt vời trong lĩnh vực xây dựng công trình, đặc biệt là các công trình cầu bằng kết cấu BTCT DUL. Từ những kết cấu kiểu dầm giản đơn thi công bằng phương pháp công nghệ truyền thống căng trước trên bệ cố định hoặc căng sau rồi lao lắp vào vị trí, ngày nay với nhiều công nghệ mới tiên tiến như đúc đẩy, đúc hẫng (lắp hẫng), đúc trên đà giáo di động, lắp trên đà giáo di động... có thể xây dựng được những nhịp cầu lớn, vượt xa giới hạn khẩu độ nhịp của dầm giản đơn truyền thống, đem lại hiệu quả rất lớn về các mặt kinh tế, kỹ thuật cũng như vẻ đẹp kiến trúc công trình.

Ở nước ta vào đầu những năm 90, các công nghệ thi công cầu tiên tiến như phương pháp đúc đẩy, đúc hẫng đã được áp dụng rộng rãi kết hợp với các nhà thầu lớn của nước ngoài và được tạo điều kiện cho các Tổng công ty xây dựng giao thông trong nước nhập công nghệ và tiếp thu, làm chủ công nghệ. Tiếp theo những năm sau đó, hàng loạt các công trình cầu BTCT DUL khẩu độ lớn, thi công bằng công nghệ hiện đại ra đời.

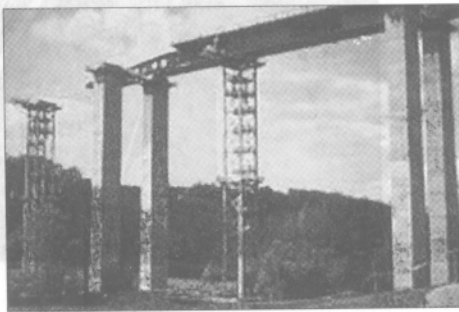
2. TỔNG QUAN VỀ CÁC CÔNG NGHỆ THI CÔNG CẦU BTCT DUL NHỊP LIÊN TỤC

Do kết hợp khả năng chịu nén của bê tông với khả năng chịu kéo cao của cốt thép đặc biệt là cốt thép cường độ cao cùng với ưu điểm dễ dàng tạo mặt cắt kết cấu chịu lực hợp lý và giá thành hạ, kết cấu BTCT DUL đã được áp dụng chủ yếu trong các công trình cầu trên thế giới.

Để đạt mục tiêu về khả năng vượt nhịp lớn, kết cấu BTCT DUL nhịp liên tục được áp dụng rộng rãi và đã có rất nhiều nghiên cứu có tính đột phá về thiết kế kết cấu gắn với công nghệ thi công, đây là hai mặt không thể tách rời. Có thể thấy rằng kết cấu nhịp BTCT DUL với quá trình phát triển từ dạng dầm bản đặc, rỗng rồi đến dạng mặt cắt chữ I, chữ T, rồi

mặt cắt hình hộp hầu như đã hoàn thiện về mặt kết cấu. Do vậy trong thời gian qua, các nghiên cứu chuyển sang chủ yếu về mặt vật liệu và đặc biệt là công nghệ thi công.

Có thể tóm tắt và phân tích các đặc điểm chung của các công nghệ thi công kết cấu nhịp BTCT DƯL hiện đại như sau:



Hình 1. Công nghệ thi công đúc đẩy:

Dầm được đúc từng phân đoạn sau đó rồi đẩy vượt qua các trụ

2.1. Công nghệ đổ bê tông tại chỗ theo phương pháp đúc đẩy - CN1

Đúc đẩy thuộc phương pháp đổ bê tông tại chỗ, hệ thống ván khuôn và bệ đúc thường được lắp đặt, xây dựng cố định tại vị trí sau mố. Chu trình đúc được tiến hành theo từng phân đoạn, khi phân đoạn đầu tiên hoàn thành được kéo đẩy về phía trước nhờ hệ thống như: kích thủy lực, mũi dẫn, trụ đẩy và dẫn hướng... đến vị trí mới và bắt đầu tiến hành đúc phân đoạn tiếp theo cứ như vậy cho đến khi đúc hết chiều dài kết cấu nhịp.

Mặc dù công nghệ có ưu điểm: thiết bị di chuyển cấu kiện khá đơn giản, tạo được tĩnh không dưới cho các công trình giao thông thủy bộ dưới cầu và không chịu ảnh hưởng lớn của lũ nhưng công trình phụ trợ lại phát sinh nhiều như: bệ đúc, mũi dẫn và trụ tạm... Chiều cao dầm và số lượng bó cáp DƯL nhiều hơn so với dầm thi công bằng công nghệ khác, mặt khác chiều cao dầm không thay đổi để tạo đáy dầm luôn phẳng nhằm đẩy trượt trên các tấm trượt đồng thời chiều dài kết cấu nhịp bị hạn chế do năng lực của hệ thống kéo đẩy.

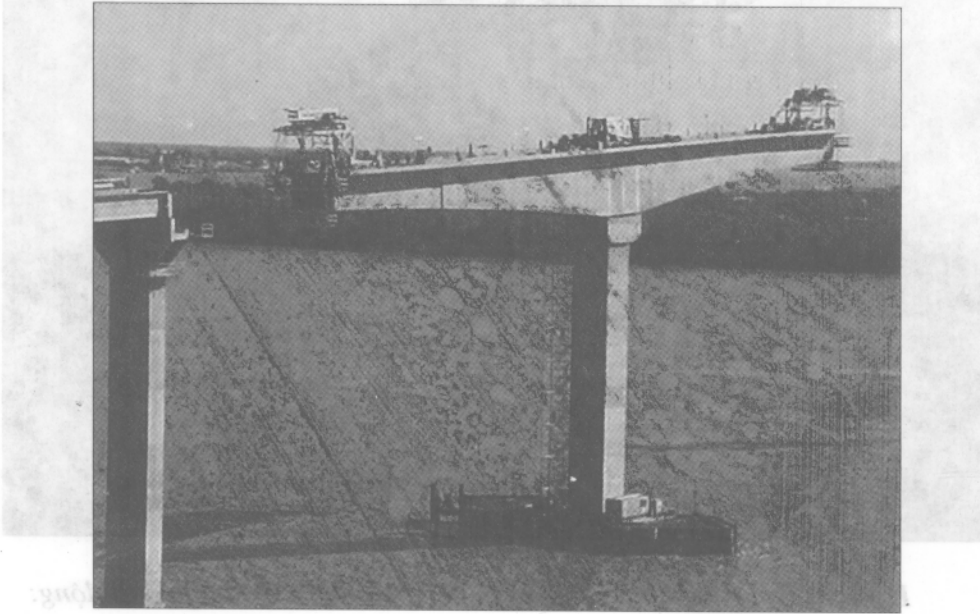
Cầu thi công bằng công nghệ này có kết cấu nhịp liên tục với khẩu độ nhịp lớn nhất hợp lý khoảng từ 35 - 60m. Với công nghệ này khả năng tái sử dụng hệ thống ván khuôn, bệ đúc và kết cấu phụ trợ cao.

Trong thời gian qua chúng ta đã áp dụng công nghệ này ở một số công trình cầu với khẩu độ nhịp lớn nhất là $40 \div 42\text{m}$ như: cầu Mẹt - QL.1A - Tỉnh Lạng Sơn, cầu Hiền Lương - QL.1A - Tỉnh Quảng Trị, cầu Quán Hâu - Tỉnh Quảng Bình.

2.2. Công nghệ thi công theo phương pháp đúc hoặc lắp hẫng cân bằng - CN2

Đúc hẫng thực chất thuộc phương pháp đổ bê tông tại chỗ theo phân đoạn từng đợt trong ván khuôn di động treo trên đầu xe đúc. Công nghệ này thường áp dụng cho kết cấu có mặt

cắt hình hộp với khẩu độ nhịp lớn từ 60 - 200m. Đặc điểm của công nghệ là việc đúc các đốt dầm theo nguyên tắc cân bằng, sau đó nối các nhịp giữa có thể bằng các chốt giữa, dầm treo hoặc liên tục hóa. Trong quá trình thi công trên mỗi trụ đặt hai xe đúc, mỗi xe di chuyển và đúc một nửa nhịp mỗi bên theo phương dọc cầu. Tùy theo năng lực của xe đúc mà mỗi phân đoạn đúc có thể dài từ 3,5 - 7m hoặc có thể lớn hơn. Từng đốt sẽ lặp lại công nghệ từ đốt thứ nhất và chỉ điều chỉnh ván khuôn theo tiết diện, độ vồng thiết kế.



Hình 2. Công nghệ thi công đúc hẫng cân bằng:

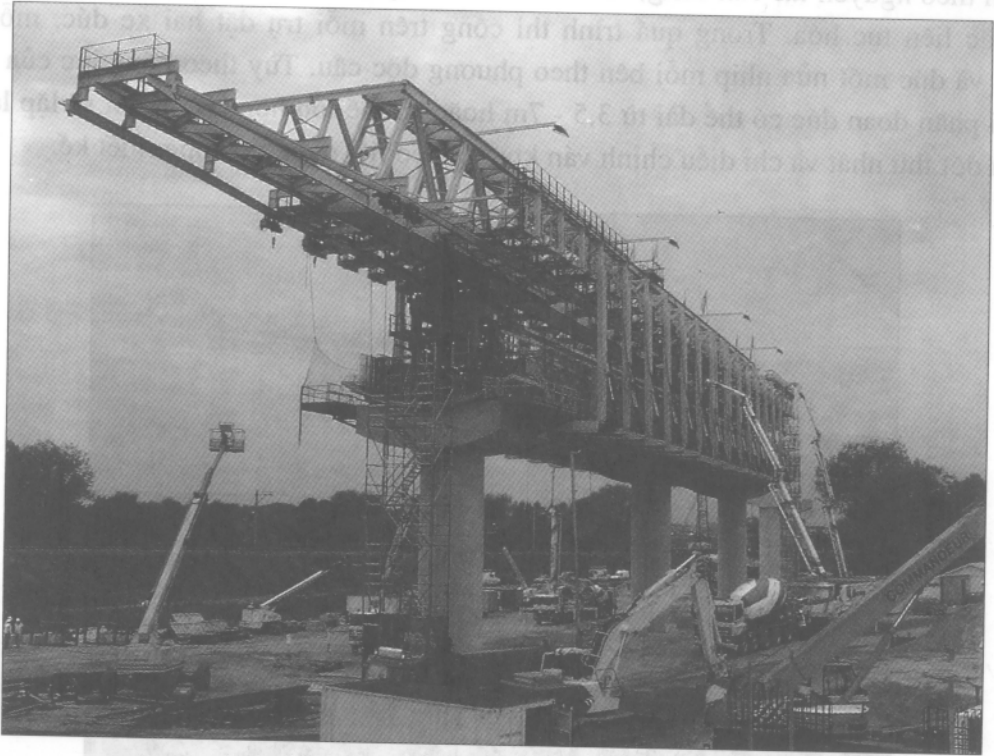
Hai xe đúc tiến dần ra đúc từng đoạn dầm cân bằng đối xứng qua trụ.

Cũng tương tự như vậy, công nghệ lắp hẫng cân bằng chỉ có khác biệt là các phân đoạn dầm được đúc sẵn và được lao lắp cân bằng do vậy yêu cầu cao hơn về kỹ thuật thực hiện các mối nối với chất lượng và độ chính xác của hai mặt giáp nhau, sự trùng khớp các lỗ luôn cấp DƯL và chất lượng thi công lớp đệm liên kết (keo epoxy, vữa polymer...). Cũng như các công trình thi công theo phương pháp lắp ghép, công nghệ lắp hẫng cân bằng có tiến độ thi công rất nhanh.

Công nghệ thi công theo phương pháp đúc hoặc lắp hẫng cân bằng phù hợp với cầu có khẩu độ nhịp lớn và tĩnh không dưới cầu cao, với công nghệ này chiều cao dầm và số lượng bố cấp đòi hỏi cao hơn, nhiều hơn so với dầm thi công bằng công nghệ khác nhưng tiến độ thi công nhanh, công trường gọn gàng và thiết bị phục vụ thi công không đòi hỏi đặc biệt.

Ở nước ta trong thời gian qua, công nghệ thi công đúc hẫng cân bằng được áp dụng khá phổ biến với khẩu độ nhịp lớn nhất là 120m: cầu Lai Vu - QL.5 - Tỉnh Hải Dương, cầu Gianh - QL.1A - Tỉnh Quảng Bình, cầu Bến Lức - QL.1A - Tỉnh Long An ...

2.3. Công nghệ đổ bê tông tại chỗ treo trên đà giáo di động - CN3



Hình 3: Công nghệ thi công đổ bê tông tại chỗ trên đà giáo di động:
Hệ đà giáo di động treo giữ ván khuôn đúc bê tông tại chỗ cho cả nhịp

Công nghệ này thuộc phương pháp đổ bê tông tại chỗ. Sau khi thi công xong một nhịp, toàn bộ hệ thống ván khuôn và đà giáo được lao đẩy tới nhịp tiếp theo và bắt đầu công đoạn thi công như nhịp trước, cứ như vậy theo chiều dọc cầu cho đến khi hoàn thành kết cấu nhịp. Với công nghệ này trong quá trình thi công ta vẫn tạo được tĩnh không dưới cầu cho giao thông thủy bộ, mặt khác không chịu ảnh hưởng của điều kiện địa hình, thủy văn và địa chất khu vực xây dựng cầu.

Kết cấu nhịp cầu có thể thực hiện theo sơ đồ chịu lực là dầm đơn giản và liên tục nhiều nhịp với chiều cao dầm có thay đổi hoặc không thay đổi. Chiều dài nhịp thực hiện thuận lợi và hợp lý trong phạm vi từ 35 - 60m. Số lượng nhịp trong một cầu về nguyên tắc là không hạn chế vì chỉ cần lực đẩy dọc nhỏ để đẩy đà giáo ván khuôn và không lũy tiến qua các nhịp.

Tuy nhiên các công trình phụ trợ của công nghệ này còn khá cồng kềnh: dàn đẩy, trụ tạm, mũi dẫn và hệ đà giáo ván khuôn cồng kềnh để đảm bảo độ cứng lớn khi thi công đúc bê tông dầm.

2.4. Công nghệ thi công lắp ghép các phân đoạn dầm dưới đà giáo di động - CN4

Công nghệ này tương tự như CN3 nhưng có một số thay đổi khác biệt khắc phục được các hạn chế của CN3. Nội dung của giải pháp công nghệ này là các phân đoạn dầm được đúc sẵn, lao lắp toàn bộ nhíp vào vị trí bằng cách treo giữ từng phân đoạn dưới đà giáo di động sau đó mới căng cáp DUL liên tục hóa các phân đoạn dầm với nhau. Chu trình lắp đi lắp lại cho từng nhíp cho đến khi hoàn thành.

Giải pháp công nghệ này có được các ưu điểm như CN3, thêm vào đó có thể đẩy nhanh tiến độ hơn nữa vì việc đúc các phân đoạn dầm hoàn toàn độc lập với quá trình lao lắp kết cấu nhíp. Hệ đà giáo di động chỉ có tác dụng lao giữ các đốt dầm đúng vị trí nên gọn nhẹ hơn, không quá lớn như hệ đà giáo của CN3 phải phục vụ cho quá trình đúc toàn bộ bê tông kết cấu nhíp.



Hình 4: Công nghệ lắp ghép các phân đoạn dầm dưới đà giáo di động
Các phân đoạn dầm đúc sẵn được lao lắp dưới hệ đà giáo di động

Qua phân tích 4 giải pháp công nghệ chính trong thi công cầu BTCT DUL nhíp liên tục chủ yếu như trên, có thể tóm tắt các đặc điểm chủ yếu ở bảng 1 dưới đây:

Bảng 1: Tóm tắt đặc điểm chủ yếu của 4 giải pháp công nghệ

TT	Yếu tố kỹ thuật	Các giải pháp công nghệ			
		CN1	CN2	CN3	CN4
1	Khẩu độ phù hợp	35 - 60m	60 - 200m	35 - 60m	35 - 60m
2	Sơ đồ kết cấu nhịp	Liên tục	Liên tục	Giản đơn hoặc liên tục	Giản đơn hoặc liên tục
3	Tiến độ thi công	Phụ thuộc CN bê tông	Phụ thuộc CN bê tông	Phụ thuộc CN bê tông	Không phụ thuộc CN bê tông
4	Thiết bị, đà giáo	Hệ kích đẩy phức tạp	Xe đúc dầm đơn giản	Đà giáo nặng nề	Đà giáo lao lắp gọn nhẹ
5	Tổng chiều dài cầu	Giới hạn	Không giới hạn	Không giới hạn	Không giới hạn
6	Chất lượng bê tông	Có điều kiện đảm bảo chất lượng	Khó đảm bảo chất lượng bê tông	Khó đảm bảo chất lượng bê tông	Đảm bảo chất lượng bê tông

Ghi chú:

CN1: Công nghệ đổ bê tông tại chỗ theo phương pháp đúc đẩy.

CN2: Công nghệ thi công theo phương pháp đúc hoặc lắp hẫng cân bằng.

CN3: Công nghệ đổ bê tông tại chỗ treo trên đà giáo di động.

CN4: Công nghệ thi công lắp ghép các phân đoạn dầm trên đà giáo di động.

Tổng chiều dài cầu không giới hạn: xét về mặt lý thuyết.

Trong số các công nghệ trên, công nghệ CN1 và CN2 đã được áp dụng phổ biến ở nước ta, riêng công nghệ CN3 và CN4 đang ở những bước đầu nghiên cứu áp dụng ở Việt Nam.

Chương 1

CÔNG NGHỆ DẦM SUPER - T



1.1. GIỚI THIỆU CHUNG

Trong các dạng kết cấu nhịp cầu, loại hình kết cấu nhịp giản đơn luôn được coi là ứng dụng có hiệu quả nhất, phổ biến nhất. Từ những loại hình dầm BTCT UST lắp ghép tham khảo kiểu của Liên Xô trước đây đến các loại cầu dầm BTCT UST bán lắp ghép mặt cắt chữ I do các Tư vấn Nhật Bản thiết kế cho dự án cải tạo các cầu trên QL5, QL1....và gần đây chúng ta đã ứng dụng loại hình kết cấu dầm Super - T mới của Úc cho phần nhịp dẫn cầu Mỹ Thuận, cầu Tân Đệ.

Sự phát triển dầm Super -T kế thừa những ưu điểm của dầm BTCT UST đúc sẵn.

Trong dự án xây dựng cầu Mỹ Thuận ở Việt Nam, được sự giúp đỡ về kỹ thuật của các chuyên gia, kỹ sư của Úc cùng với sự chuyển giao công nghệ mới, cầu Mỹ Thuận đã được xây dựng xong và đang khai thác rất hiệu quả. Các nhịp chính cầu Mỹ Thuận được thiết kế theo kiểu cầu dây văng, còn các kết cấu nhịp của các nhịp phân cầu dẫn được áp dụng loại hình kết cấu mới - đó là nhịp giản đơn bằng BTCT UST, mặt cắt ngang dầm chủ kiểu chữ "V" hay còn gọi là dầm Super - T.

1.2. THIẾT KẾ DẦM SUPER - T

1.2.1. Đặc điểm cấu tạo dầm Super - T

Dầm Super - T được nghiên cứu đầu tiên ở bang Victoria của Úc. Sự phát triển của dầm Super - T là kế thừa những ưu điểm của dầm BTCT DUL đúc sẵn. Dầm Super - T ra đời dựa trên nguyên lý của kết cấu "bản T", dầm máng hờ tiêu chuẩn cũng như những tính năng khác của kết cấu dầm T, I BTCT DUL. Dầm có khả năng vượt nhịp lớn hơn các loại dầm khác có cùng chiều cao. Hiện nay dầm Super - T có thể vượt nhịp dài đến 40 - 45 m. Dầm Super - T có thể dễ dàng sản xuất và vận chuyển. Dầm được chế tạo tại nhà máy, công xưởng nên đạt chất lượng cao. Khi sử dụng kết cấu dầm Super - T thì hệ ván khuôn mặt cầu lúc thi công tại chỗ được đơn giản rất nhiều.

Chiều rộng cánh trên của dầm có thể được thay đổi tùy thuộc vào khẩu độ nhịp hoặc kích thước mặt cắt ngang cầu.

Với sự thay đổi chiều dài dầm như trên nhưng dầm Super - T chỉ sử dụng một loại ván khuôn. Bằng cách thay đổi chiều cao của dầm nhờ vào hệ thống ván đáy tháo lắp đặt bên trong bộ khuôn đúc cố định ngoài. Đây là một trong những ưu điểm nếu việc sản xuất dầm Super - T được nhân rộng để vượt nhiều khẩu độ nhịp.

Cụ thể: Dầm dài 20m - chiều cao dầm: 750mm.

Dầm dài 25m - chiều cao dầm: 1000mm.

Dầm dài 30m - chiều cao dầm: 1200mm.

Dầm dài 35m - chiều cao dầm: 1500mm.

Dầm dài 40m - chiều cao dầm: 1750mm.

Dầm Super - T có nguyên lý làm việc như một dầm hộp gồm 2 phần: phần dưới là dạng dầm máng hở hình chữ V, phần trên gồm bản cánh và bản mặt cầu liên kết với nhau bằng hệ neo mềm tạo thành một hộp kín.

Khối rỗng bên trong các dầm dài từ 34 - 36m được chia thành 3 ngăn bởi các vách ngăn đứng mỏng dày 15cm, sau đó được đáy bằng các tấm bê tông mỏng 25mm được dùng làm ván khuôn đáy đổ lớp bê tông mặt cầu.

Chiều rộng cánh trên thay đổi từ 2140 - 2740mm

Chiều rộng đáy: 700mm, ở đoạn khác là 890mm

Chiều cao dầm: đối với dầm 40m là 1750mm, với đoạn khác là 800mm.

Độ nghiêng sườn dầm: 1:10, chiều dày sườn là 100mm.

Chiều dày lớp bê tông cốt thép mặt cầu là 150mm.

Bố trí cáp dự ứng lực trong dầm Super - T

- Cốt thép dự ứng lực nhằm giúp cho bê tông được nén trước khi chịu tải trọng bên ngoài, do vậy ứng suất kéo trong bê tông được giảm bớt hoặc triệt tiêu dẫn đến giảm độ võng khi chịu tải, tăng mômen kháng nứt, khả năng chịu mỏi và phục hồi độ võng sau khi nứt tăng.

- Dầm Super - T chỉ sử dụng phương pháp căng trước. Thép cường độ cao được căng trước khi đổ bê tông và lực căng truyền vào bê tông qua sự dính bám.

- Dầm Super - T có các tào cáp dự ứng lực chạy thẳng với một số bố cáp được cách ly với bê tông ở 2 đầu dầm nhằm giảm bớt sự tập trung ứng suất kéo ở thớ trên khi dự ứng lực. Trong một số trường hợp, cần bố trí cả cáp dự ứng lực trên.

Đặc điểm cấu tạo của dầm Super - T có thể tổng kết như sau:

Dầm được định hình hoá với các chiều cao từ 750mm đến 1750mm cho các nhịp từ 20m đến 36m. Dầm Super - T có bốn dạng chiều dày tiêu chuẩn của dầm tương ứng với chiều dài dầm, điều này tương tự như đối với các dầm bê tông dự ứng lực.

Bảng 1.1

Dầm	T1	T2	T3	T4
Chiều cao (mm)	750	1000	1200	1500
Chiều dài (m)	20	25	32	36



Hình 1.1. Mặt cắt ngang dầm giai đoạn I

Chiều rộng bản cánh có thể thay đổi từ 1120mm đến 2500mm để phù hợp chiều rộng cầu và chiều cong tuyến. Chiều rộng này có thể lên tới 3000mm với đường người đi bộ.

Chiều dày bản cánh dày tối thiểu là 75mm.

Chiều dày sườn tối thiểu là 90mm.

Sợi cáp thẳng.

Dầm được đặt theo dốc ngang của bản mặt cầu.

Gối cầu được chuyển vị ngang theo 2 phương.

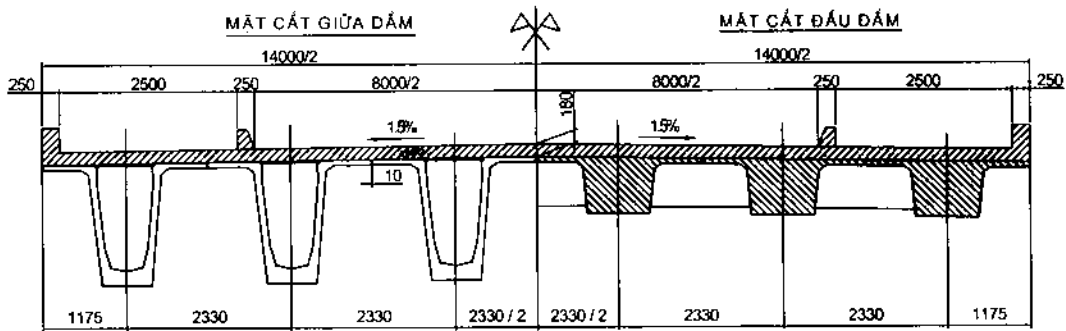
Chiều dày bản phía trên có kích thước tối thiểu là 140mm với 2 lớp cốt thép.

Không cần các dầm ngang. Có các dầm ngang tại đầu dầm khi bố trí các khe co giãn để giảm chiều dày của bản xuống dưới 140mm.

Bản mặt cầu có thể liên tục tại trụ để bỏ qua khe co giãn. Dầm liên tục được hoàn thành phía trên trụ theo cách tương tự như đối với các dầm khác.

Dầm Super - T có các tao cáp dự ứng lực chạy thẳng với một số bó cáp được cách ly với bê tông ở 2 đầu dầm nhằm giảm bớt sự tập trung ứng suất kéo ở thớ trên khi dự ứng lực. Tuy thuộc vào ý đồ thiết kế, yêu cầu cảnh quan khu vực xây dựng cầu mà 2 đầu dầm được khắc và kê lên xà mũ dạng chữ T ngược để tạo nên tổng thể kiến trúc hài hòa. Các vách ngang dày 150mm bố trí với khoảng cách khoảng 12m để tăng độ ổn định trong quá trình cầu lắp.

Phần trên dầm để hở sẽ được dầy lại bằng các bản bê tông đúc sẵn khi bắt đầu thi công bản mặt cầu. Toàn bộ các nhịp được liên tục hoá thông qua bản mặt cầu thay thế cho việc sử dụng khe co giãn thông thường đồng thời đảm bảo xe chạy êm thuận trong suốt quá trình khai thác.



Hình 1.2. Mặt cắt dầm Super - T

1.2.2. Thiết kế dầm Super - T

1.2.2.1. Các nguyên lý cơ bản

Dầm BTCT DƯL dựa trên nguyên lý bê tông được nén trước khi chịu tải trọng bên ngoài, do vậy ứng suất kéo trong bê tông được giảm bớt hoặc triệt tiêu. Kết cấu bê tông dự ứng lực thể hiện những ưu điểm sau:

- Cải thiện điều kiện làm việc: Giảm độ võng khi chịu tải, tăng mômen kháng nứt.
- Sử dụng hiệu quả vật liệu cường độ cao.
- Tăng cường độ chống cắt và xoắn.
- Tăng khả năng chịu mỏi và phục hồi độ võng sau khi nứt.

Do tăng được giới hạn khi sử dụng, kết cấu BTCT DƯL thường thanh mảnh hơn kết cấu BTCT thường và đặc biệt phù hợp với kết cấu có tỉ lệ (trọng lượng bản thân/tải trọng tác dụng) lớn. Dầm Super - T sử dụng phương pháp căng trước, thép cường độ cao được căng trước khi đổ bê tông và lực căng truyền vào bê tông qua sự dính bám.

Đối với loại dầm super - T, bê tông thường dùng loại tương đương M500, thép thường dùng loại Grade 40, Grade 60; Thép cường độ cao dùng loại cáp xoắn đường kính $\phi 15,2\text{mm}$ cường độ tính toán 14400 kG/cm^2 . Dầm Super - T qua tính toán và thực tế cho thấy sự phân phối ứng suất trên mặt cắt trong các giai đoạn đã phát huy tốt tính năng của vật liệu. Điều đó chứng minh rằng với 2 loại tiết diện dầm hộp và dầm Super - T đã phản ánh ưu điểm nổi bật nhất về kỹ thuật.

1.2.2.2. Các vấn đề trong thiết kế

a) *Tính toán nội lực trong sơ đồ mạng: (Ví dụ tính toán dầm cầu dẫn cầu Mỹ Thuận)*

Việc tính toán nội lực dựa vào chương trình phân tích kết cấu chuyên dụng ACES với ưu điểm là mô hình hoá nhanh và tính năng chất tải tự động. Do đặc điểm cấu tạo nên khi mô hình hoá kết cấu, cần chú ý những điểm sau:

Đặc trưng hình học của dầm chủ là của tiết diện liên hợp giữa bê tông dầm chủ ($f'_c = 50\text{MPa}$) và bê tông bản mặt cầu ($f'_c = 32\text{MPa}$). Bề rộng tính toán của bản tham gia chịu lực cùng dầm bằng khoảng cách giữa 2 dầm chủ. Có thể coi gần đúng rằng phần dầm chủ như một hộp có độ cứng khá lớn so với bản mặt cầu, do vậy phần dầm liên kết thực sự giữa các dầm chủ là khoảng cách giữa các mép hộp.

Người thiết kế có thể quyết định độ cứng liên kết ngang được lấy bằng tổ hợp của bản đổ tại chỗ và phần cánh của dầm Super - T đúc sẵn hay chỉ lấy độ cứng của bản đổ tại chỗ. Cách thứ 2 cho kết quả thiên về an toàn do sự phân bố ngang giữa các dầm bị giảm. Cả 2 dạng mô hình đều phù hợp với phân tích trạng thái giới hạn theo cường độ.

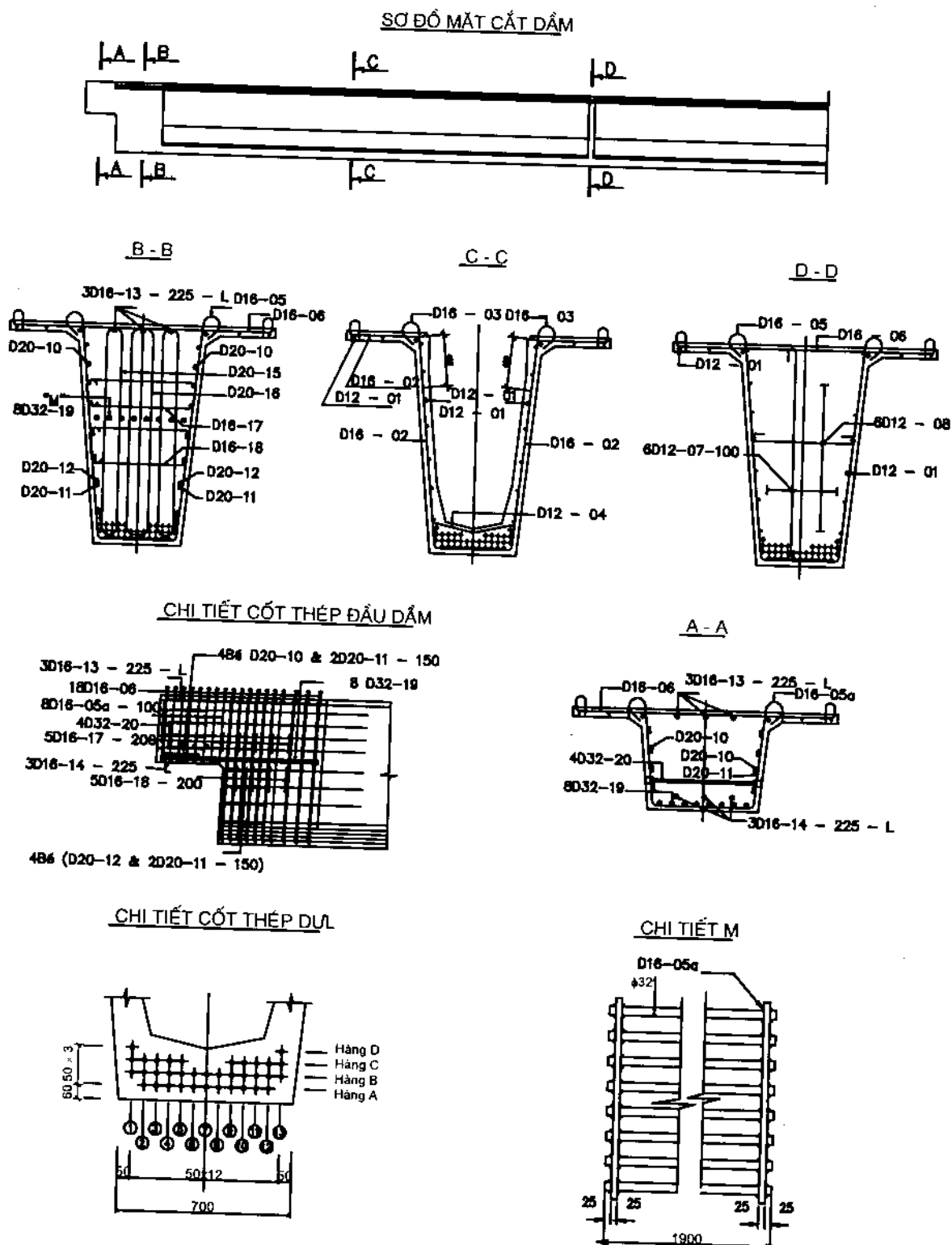
Với hoạt tải, người sử dụng chỉ cần khai báo loại xe, hướng và độ dịch chuyển của xe trong phạm vi nghiên cứu, chương trình sẽ phân tích tất cả các trường hợp tải trọng ứng với mỗi vị trí xe chạy để có biểu đồ bao nội lực.

Bảng 1.2. Mômen tại giữa nhịp trong giai đoạn sử dụng

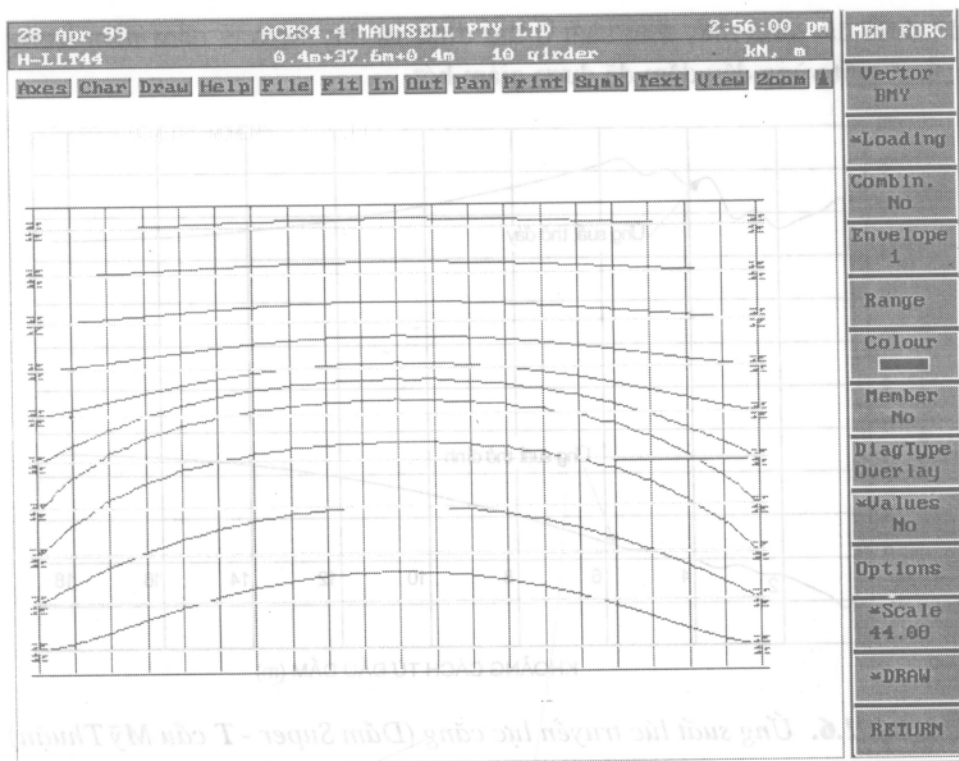
Tải trọng	Mômen tại giữa nhịp (kNm)
Tĩnh tải bản thân dầm	2732
Tĩnh tải bản mặt cầu	1586
Tĩnh tải phần 2	997
Tải trọng T 44 - 2 lần	1662
Tải trọng xe siêu nặng HLP 200	3007
Mômen thiết kế trong giai đoạn sử dụng	8322

b) *Ứng suất khi truyền lực căng và trong giai đoạn sử dụng*

Đối với dầm BTCT DƯL, một số giai đoạn quan trọng cần kiểm tra ứng suất trong bê tông là sau khi truyền lực căng và trong giai đoạn sử dụng. Quy trình AUSTROADS 1 quy định giới hạn ứng suất kéo do uốn ở mức $0,5 (f'_c)^{1/2}$ (khoảng 3MPa với cường độ bê tông khi truyền lực căng 35MPa , bê tông dầm được thiết kế với cường độ 50MPa). Ứng suất nén lớn nhất lúc truyền lực căng khoảng $0,6 f'_c$ hay 21MPa . Giới hạn biên độ tăng ứng suất trong cáp nhỏ hơn 200MPa . Giá trị tăng ứng suất thực tế đối với dầm Super - T dưới tải trọng sử dụng là 80MPa .



Hình 1.3. Bố trí cốt thép dầm Super - T

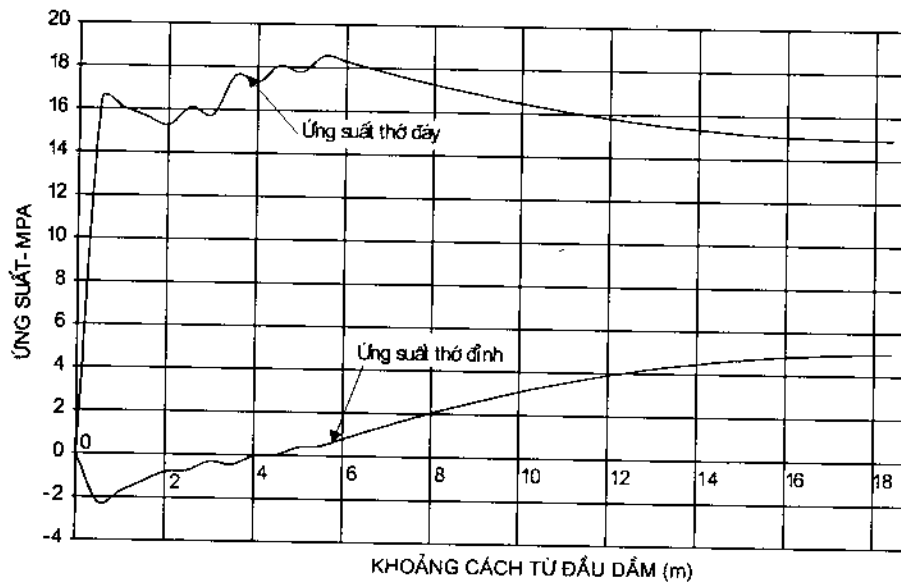


Hình 1.4. Kết quả biểu đồ bao nội lực trong dầm biên với hoạt tải trên 1/2 cầu

Nói chung, cường độ bê tông lúc truyền lực căng nên giới hạn ở mức 35MPa trong điều kiện bảo dưỡng thông thường và việc khống chế ứng suất trong thiết kế không thích hợp có thể kéo dài thời gian thi công và gây tổn phí cho nhà thầu. Kiểm tra ứng suất khi truyền lực căng, cần khống chế chiều dài nhịp tính toán sao cho mômen uốn do tải trọng bản thân dầm làm giảm bớt ứng suất kéo trong bê tông ở thứ đỉnh, đồng thời ứng suất phải được kiểm tra tại một số điểm dọc theo chiều dài nhịp để đảm bảo tiêu chuẩn về ứng suất cho phép, đặc biệt là ứng suất gần vị trí gối vì tại đó ứng suất do tải trọng bản thân (để cân bằng với ứng suất do dự ứng lực) bị giảm.

Một trong những phương pháp để giảm bớt sự tập trung ứng suất kéo tại đầu dầm là thiết kế các đoạn cáp không liên kết (không dính bám với bê tông). Số lượng cáp có thể tới 30% được ngăn không dính bám trong khoảng gần gối (bằng cách bọc cáp trong ống plastic). Các cáp được ngăn không dính bám với bê tông cần đối xứng với tim dầm và chuyển tiếp trong 3 đến 4 đoạn ví dụ 1,5m, 3m, và 4,5m. Quy trình AASHTO quy định số lượng cáp có đoạn không dính bám không nên vượt quá 25%. Trong dầm Super - T cầu Mỹ Thuận, số lượng tạo cáp được ngăn dính bám là 10 trên tổng số 38 tạo cáp. Dự ứng lực trong cáp được phát triển với chiều dài khoảng 90 lần đường kính cáp (theo AS 3600). Để an toàn, có thể lấy giá trị chiều dài này là 0,5m, ví dụ, với cáp được ngăn không dính bám tại cự ly 1,5m có thể phát triển đầy đủ lực căng tại cự ly 2m.

Biểu đồ dưới đây cho thấy ứng suất ở thớ đỉnh và đáy bê tông dầm nằm trong phạm vi cho phép, ứng suất vùng đầu dầm đã được giảm bớt.



Hình 1.6. Ứng suất lúc truyền lực căng (Dầm Super - T cầu Mỹ Thuận)

Bảng 1.3. Ứng suất trong bê tông tại mặt cắt giữa nhịp

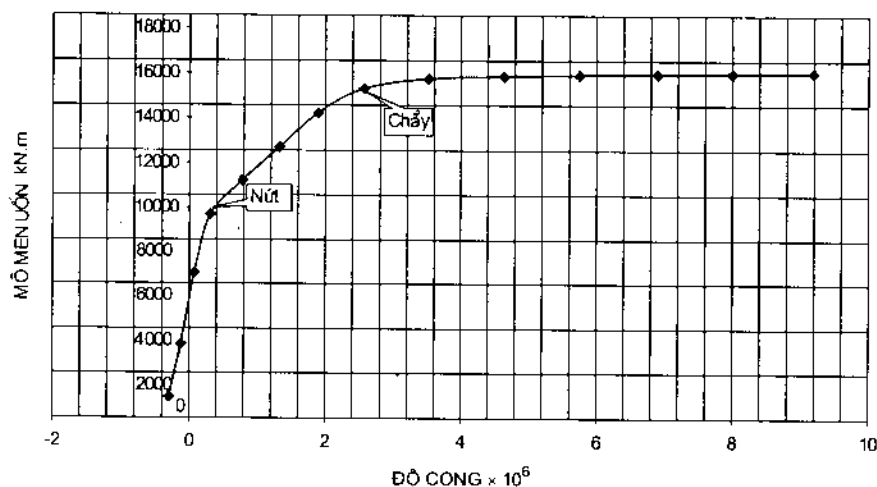
Giai đoạn	Ứng suất (MPa)	
	Tại thớ trên	Tại thớ dưới
Sau khi truyền lực căng	4,6	15,2
Dưới tải trọng bản thân của dầm và bản	12,8	4,1
Dưới tác dụng của tĩnh tải và hoạt tải T44	16,7	-2,7
Dưới tác dụng của tĩnh và hoạt tải HLP 200 và từ biến co ngót đã kết thúc	20,0	-4,5

c) Mất mát ứng suất

Các tảo cáp thường được gây ứng suất từ 75% đến 80% cường độ giới hạn (CĐGH). Đối với tảo đường kính 15,2mm, lực căng có thể từ 185 - 200 kN với cường độ giới hạn khoảng 250kN. Mất mát do chùng ứng suất và do co ngấn đàn hồi làm giảm lực căng trong các tảo cáp khi truyền lực căng còn khoảng 70% CĐGH. Trong tính toán mất mát do chùng ứng suất, cần xem xét khoảng thời gian giữa khi kích tảo dự ứng lực và khi truyền lực căng (khoảng 16 - 36 giờ, phụ thuộc vào điều kiện bảo dưỡng bê tông) và ảnh hưởng của nhiệt độ. Trong giai đoạn ban đầu của việc bảo dưỡng, nhiệt độ bê tông có thể tăng trên 60°C và có ảnh hưởng rất lớn đến mất mát do chùng ứng suất. Đối với việc bảo dưỡng thông thường và lực căng đạt 75% CĐGH, mất mát sẽ vào khoảng 3%. Mất mát do co ngấn đàn hồi có thể lên tới 7 - 8%. Mất mát theo thời gian do co ngót, từ biến vào khoảng 15% lực căng. Tổng mất mát ứng suất đối với các kết cấu căng trước thường trong khoảng 25 - 30%.

d) Cường độ cực hạn của tiết diện

Thông thường, với quy trình AUSTROADS, dầm thiết kế đã thoả mãn tiêu chuẩn tải trọng sử dụng (ứng suất cho phép) cũng thoả mãn tiêu chuẩn thiết kế theo hệ số tải trọng.



Hình 1.7. Biểu đồ quan hệ đường cong mômen

Khảo sát mối quan hệ đường cong mômen cho thấy sự thay đổi độ cứng của tiết diện trong các giai đoạn chất tải. Mối quan hệ giữa độ cứng EI và độ cong ($1/R$) thể hiện trong phương trình:

$$EI = M / (1/R).$$

Với: E - Mô đun đàn hồi của vật liệu.

I - Mômen quán tính của tiết diện.

M - Nội lực của tiết diện.

($1/R$) - Độ cong.

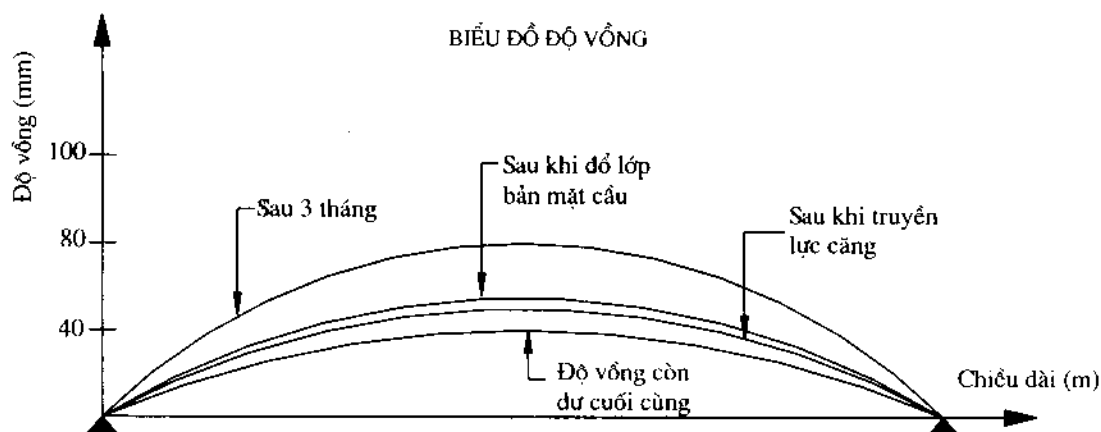
Sự thay đổi độ dốc của đường cong cho thấy sự thay đổi độ cứng của tiết diện (tiết diện bị nứt). Mối quan hệ tuyến tính phát triển tới điểm chảy của hàng cấp dưới cùng, sau đó độ cong tăng rất nhanh đến khi phá hoại. Cường độ chịu uốn của tiết diện khoảng 14000 kNm hoàn toàn thoả mãn tiêu chuẩn về hệ số tải trọng.

e) Tính toán độ võng trong quá trình thi công

Kiểm soát độ võng của dầm dự ứng lực là nhiệm vụ tương đối quan trọng trong việc thiết kế bởi nó ảnh hưởng trực tiếp đến bề dày bản bê tông đổ sau, và để tạo đường cong mặt cầu trơn tru. Độ võng ban đầu của dầm phát triển theo thời gian do ảnh hưởng của từ biến. Từ biến của dầm phụ thuộc vào khá nhiều yếu tố như tuổi của dầm khi truyền lực căng, điều kiện môi trường, kích thước cấu kiện... Việc tính toán độ võng liên quan đến một số giả thiết với mức độ chính xác khác nhau. Một số nhân tố có thể được ước tính dư hoặc thiếu.

f) Ảnh hưởng thứ cấp từ biến, co ngót của dầm đối với thiết kế trụ

Các nhịp dầm giản đơn Super - T được liên tục hóa bằng các bản mặt cầu đổ tại chỗ, do đó loại bỏ được các khe co giãn trong các nhịp giản đơn và tạo sự êm thuận cho xe chạy. Trong công trình cầu Mỹ Thuận chiều dài liên tục hoá tới 440m (11 nhịp 40m) là điểm đặc biệt của kết cấu cầu dẫn. Tuy nhiên các ảnh hưởng từ biến, co ngót và nhiệt độ lại gây bất lợi đặc biệt cho các trụ cứng hoặc nằm xa tâm chuỗi.



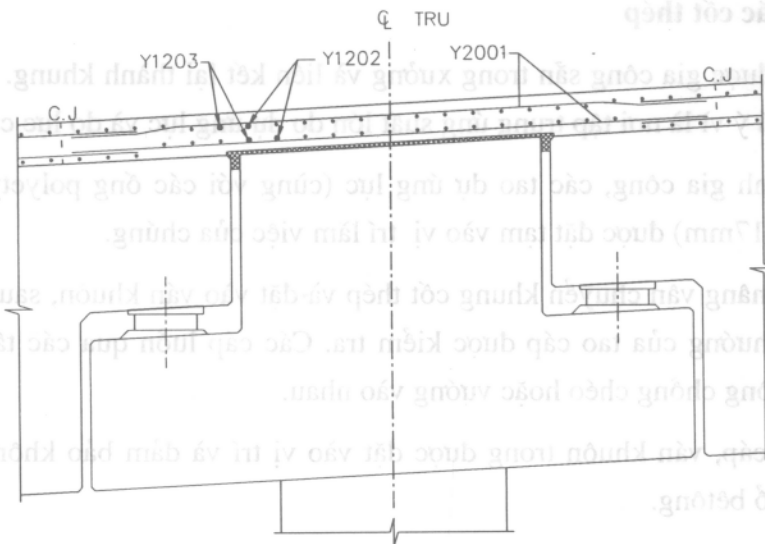
Hình 1.8. Biểu đồ độ võng

Tính toán cho thấy biến dạng còn dư do từ biến co ngót trong dầm khoảng 38×10^{-5} và khi xét tới từ biến trong trụ, ảnh hưởng này đối với trụ giảm còn khoảng 20×10^{-5} . Đối với việc phân tích trạng thái giới hạn theo cường độ, cũng cần nghiên cứu sự thay đổi độ cứng trong trụ khi tiết diện bị nứt.

g) Thiết kế bản liên tục nhiệt

Bản liên tục nhiệt là giải pháp nối các nhịp dầm giản đơn bằng bản mặt cầu đổ tại chỗ. Trước đây, kỹ thuật này đã được ứng dụng lần đầu tiên ở công trình cầu Thăng Long (những năm 1985). Từ đó đến nay có một số cầu ở Việt Nam được áp dụng loại hình kết cấu cầu này, ví dụ như cầu Cẩm trên QL18, cầu cạnh nhà ga sân bay Quốc tế Nội Bài, cầu Gián Khẩu trên QL 1A, cầu Mai Pha, Chi Lăng trên QL1A và một số cầu khác.

Các bản liên tục nhiệt được tính toán theo cả hai sơ đồ chịu lực cục bộ và tham gia cùng làm việc với kết cấu chịu tải trọng bản thân, tĩnh tải phần 2 và hoạt tải. Tổng kết các cầu đã sử dụng khe co giãn bằng bản liên tục nhiệt cho đến nay chất lượng rất tốt (nổi bật như ở phần dầm dẫn cầu Thăng Long). Điều đó chứng minh ưu điểm của khe co giãn bằng bản liên tục nhiệt đối với vấn đề khai thác và chất lượng công trình. Hiện nay khe co giãn bằng bản liên tục nhiệt được ứng dụng ở cầu Mỹ Thuận, cầu Tân Đệ, Quý Cao và một số cầu khác. Ở Australia, bản liên tục nhiệt được dùng phổ biến và đã chứng tỏ được những ưu điểm trong suốt quá trình sử dụng lâu dài.



Hình 1.9. Cấu tạo bản liên tục nhiệt

Trên đỉnh trụ bản được ngăn không dính bám bằng vật liệu polystyrene khoảng 1,7m. Việc đổ bê tông bản liên tục nhiệt diễn ra sau khi đổ bản mặt cầu và cần chú ý tránh tạo bản quá dày. Để rõ hơn về vấn đề này đề nghị xem trong chương 2.

1.3. CÔNG NGHỆ CHẾ TẠO DẦM SUPER - T

1.3.1. Ván khuôn và sơ đồ kê kích dầm

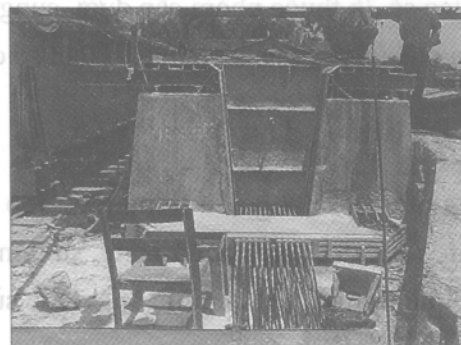
Ván khuôn thép có ván đáy tháo lắp được cho phép chế tạo dầm Super - T có chiều dài và chiều cao bất kỳ.

Trước khi đặt cốt thép, bề mặt ván khuôn được làm sạch và tráng dầu.

Kích thước và cao độ ván khuôn được kiểm tra để đảm bảo ván khuôn có đúng hình dạng và hướng.



Hình 1.10. Ván khuôn dầm



Hình 1.11. Đầu dầm trước khi đổ bê tông

1.3.2. Công tác cốt thép

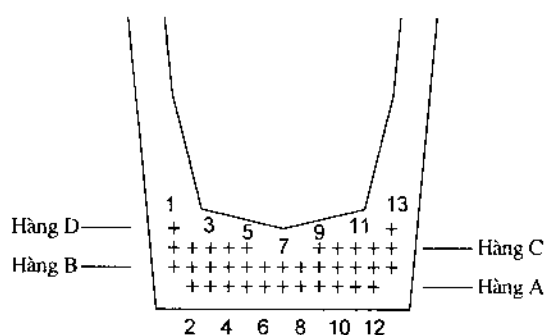
Các cốt thép được gia công sẵn trong xưởng và liên kết lại thành khung. Vùng đầu dầm được đặc biệt chú ý vì là nơi tập trung ứng suất lớn do dự ứng lực và do lực cắt.

Trong quá trình gia công, các tảo dự ứng lực (cùng với các ống polyetylen ngăn dính bám đường kính 17mm) được đặt tạm vào vị trí làm việc của chúng.

Sử dụng dầm nâng vận chuyển khung cốt thép và đặt vào ván khuôn, sau đó, bề dày lớp phủ cốt thép và hướng của tảo cáp được kiểm tra. Các cáp luồn qua các tấm “Sandwich” phải bảo đảm không chổng chéo hoặc vướng vào nhau.

Sau khi căng cáp, ván khuôn trong được đặt vào vị trí và đảm bảo không dịch chuyển trong quá trình đổ bê tông.

1.3.3. Căng cáp



Bảng 1.4. Trình tự căng

1 - Tảo 7B	10 - Tảo 5A	19 - Tảo 11C	28 - Tảo 2A
2 - Tảo 8A	11 - Tảo 9B	20 - Tảo 3C	29 - Tảo 12B
3 - Tảo 6A	12 - Tảo 5B	21 - Tảo 11A	30 - Tảo 2B
4 - Tảo 8B	13 - Tảo 10C	22 - Tảo 3A	31 - Tảo 13D
5 - Tảo 6B	14 - Tảo 4C	23 - Tảo 11B	32 - Tảo 1D
6 - Tảo 7A	15 - Tảo 10A	24 - Tảo 3B	33 - Tảo 13B
7 - Tảo 9C	16 - Tảo 4A	25 - Tảo 12C	34 - Tảo 1B
8 - Tảo 5C	17 - Tảo 10B	26 - Tảo 2C	35 - Tảo 13C
9 - Tảo 9A	18 - Tảo 4B	27 - Tảo 12A	36 - Tảo 1C

Gây lực căng ban đầu xấp xỉ 10%, khoảng 20 kN cho tất cả các tảo theo trình tự trong bảng 1.4 để triệt tiêu trùng dầy.

Căng 90% lực căng còn lại cũng theo trình tự đó, 2 tảo trên cùng số 37 và 38 căng sau khi kết thúc tảo số 36 thuộc nhóm cáp dưới, cũng với 10% lực căng trước khi đạt đủ lực căng thiết kế. Trong quá trình căng cần ghi chép chỉ số của đồng hồ áp lực và độ giãn dài của cáp.

1.3.4. Đổ bê tông dầm

Bê tông được đổ đồng đều trong từng lớp không dày quá 600mm. Bê tông được kiểm tra độ sụt trước khi đổ. Sau khi đổ xong, sử dụng đầm rung ngoài gắn cách nhau 2m một trong lòng ván khuôn trong. Đầm dùi cũng được sử dụng khi cần thiết (cho sườn dầm).

Sau khi đổ bê tông xong, bề mặt dầm được phủ một lớp vải giữ ẩm cho việc bảo dưỡng. Bùn cánh dầm được tạo nhám bằng nước sau khoảng 4 - 5 giờ bảo dưỡng.

1.3.5. Truyền lực căng

Khi bê tông đầm đã đạt cường độ 35MPa (sau 18 - 24h từ khi đổ bê tông), bắt đầu quá trình truyền dự ứng lực vào bê tông. Chế tạo 8 mẫu hình trụ từ 2 mẻ bê tông cuối cùng, 2 mẫu đầu sẽ được thí nghiệm sau 24h, sau đó là các cặp mẫu khác cách nhau 2 - 3h.

Từng cáp được cắt dần theo đúng trình tự như lúc căng từ đồng thời 2 đầu và được cắt cách đầu đầm tối thiểu 300mm. Cần bảo đảm quá trình truyền lực vào bê tông xảy ra từ từ. Trước khi truyền lực căng, khảo sát cao độ đỉnh, cánh đầm với khoảng cách 8m một. Sau khi truyền lực căng, tiến hành tương tự và đo độ võng của đầm.

Sau khi truyền lực căng, đầm sẽ bị võng lên dưới tác dụng của dự ứng lực và tự tách ra khỏi ván khuôn đáy, tiến hành tháo ván khuôn, nhấc đầm khỏi bề dúc bằng giàn cần cẩu.



Hình 1.12. Bảo dưỡng đầm



Hình 1.13. Xếp đầm sau khi đủ cường độ

1.3.6. Vận chuyển đầm Super - T vào vị trí làm việc (Ví dụ: cầu Mỹ Thuận)

Đầm Super - T được vận chuyển từ bãi chứa đầm ra vị trí cầu dẫn bằng xe kéo rơ moóc. Trên xe có khung đỡ đầm để giữ ổn định ngang. Các đầm dùng cho thi công nhịp bờ Bắc sẽ được vận chuyển qua sông bằng xà lan. Các đầm được lắp từ vị trí nhịp gần mố nhất. Một dàn thép có thể chạy trên ray-đặt trên đỉnh 2 xà mũ- sẽ nâng đầm và sàng ngang, rồi đặt vào vị trí. Do ray đặt trên đỉnh xà mũ (dạng chữ T ngược) nên không hề ảnh hưởng đến vị trí đặt đầm và cũng không cần các giá đỡ tạm cho giàn thép.

1.3.7. Đổ bê tông đầm ngang và bản mặt cầu

Thi công đầm ngang đầu đầm cần theo sát quá trình lắp đầm để đảm bảo các đầm ổn định. Sau khi đổ bê tông đầm ngang, bắt đầu tiến hành thi công bản mặt cầu.

Phần lòng hộp hõ sẽ được đập kín bằng tấm bê tông dày 40mm để làm ván khuôn đáy cho bản mặt cầu và tạo sàn công tác.

Sau khi lắp đặt xong cốt thép, đặt ván khuôn chặn 2 đầu đầm, cách tim trụ 2m, rồi tiến hành đổ bê tông bản mặt cầu từ thấp lên cao, cho từng nhịp bắt đầu từ nhịp gần mố nhất.

1.4. ƯU NHƯỢC ĐIỂM CỦA DẦM SUPER - T

1.4.1. Ưu điểm

Tiết kiệm chi phí:

Tốc độ xây dựng công trình nhanh, hiệu quả, giá thành có thể đạt được bằng việc tiêu chuẩn hoá các chi tiết dầm và cốt thép bản mặt. Xây dựng bản mặt liên quan đến lao động chân tay.

Ván khuôn cố định giảm giá thành xây lắp. Giá chính thức sẽ được giảm dần sau khi đã sản xuất ra một số dầm.

Thời gian xây dựng giảm vì có thể nhấc dễ dàng dầm ra khỏi ván khuôn (tháo lắp ván khuôn nhanh). Giá thành thuê mặt bằng xây dựng giảm. Giảm bớt được lượng ván khuôn của bản và đẩy nhanh tốc độ xây dựng.

So sánh tổng hợp chỉ tiêu bê tông/1m² mặt cầu (của cả kết cấu phần trên và dưới) cho thấy dầm Super - T tiết kiệm khoảng 0,5m³ so với dầm I - 33m. Chỉ sử dụng một bộ khuôn đúc cố định cho tất cả các chiều dài dầm làm giảm chi phí xây dựng. Chi phí xây dựng tại hiện trường giảm do phần lớn ván khuôn mặt cầu được loại bỏ. Giá thành cầu cho các dầm Super - T đã giảm vì từ khi giới thiệu dầm Super - T (mặc dù số lượng cầu có dầm Super - T quá nhỏ để dẫn đến kết luận trong giai đoạn này).

Một số chỉ tiêu kỹ thuật của dầm Super - T trong dự án cầu Mỹ Thuận khi so sánh với dầm I kiểu AASHTO cho trong bảng sau.

Bảng 1.5. So sánh các chỉ tiêu về bê tông

Hạng mục	Khối lượng bê tông / 1m ² mặt cầu	
	Dầm I	Dầm Super - T
Dầm	0,517	0,302
Bản đổ tại chỗ	0,209	0,168
Xà mũ trụ	0,121	0,096
Thân trụ	0,118	0,154
Bệ trụ	0,284	0,067
Cọc	0,186	0,146
Tổng cộng	1,435	0,933
Tiết kiệm bê tông = 0,502 m ³ /sq.m.		

An toàn trong thi công: Bản cánh dầm cứng tạo sàn công tác cho các công việc trên và dưới mặt cầu ngay sau khi dầm được đặt vào vị trí, tạo nên sự an toàn cho công nhân tại công trường sẽ tăng lên khi so sánh với các loại dầm khác, bởi vì mặt bằng làm việc sẽ được tạo ra ngay khi lắp dựng dầm. Thêm nữa, cạnh ván khuôn và tay vịn được liên kết với phía trong dầm khi lắp dựng, tăng độ an toàn trong thi công. Đặc tính trên làm cho dầm Super - T trở nên lý tưởng đối với cầu có mật độ giao thông cao, đường sắt và cầu qua sông.

Hình dáng đẹp: Dầm có mặt đáy dạng dầm hộp với ít góc cạnh nên được xem như tương đương với các dầm hộp hay bản có lỗ đục tại chỗ đang được ưa chuộng. Đây các nhịp và xà mũ liên tục tạo hiệu quả cao về mỹ quan.

Hiệu quả kết cấu: Do có độ cứng chống xoắn cao nên tải trọng tác dụng lên dầm sẽ phân bố nhiều hơn cho các dầm lân cận. Chiều dài làm việc của bản mặt cầu ngắn nên tiết kiệm thép. Đối với tiết diện Super - T qua tính toán và thực tế cho thấy sự phân phối ứng suất trên mặt cắt trong các giai đoạn đã phát huy triệt để tính năng của vật liệu, điều đó chứng minh rằng dầm Super - T đã phản ánh ưu điểm nổi bật nhất về kỹ thuật.

Ổn định: Khi cầu lắp, dầm không cần bất cứ liên kết ngoài để giữ ổn định - khi mà sự mất ổn định theo phương ngang do uốn kết hợp xoắn đối với các dầm dài là mối lo ngại trong quá trình thi công.

Tốc độ xây dựng: Do không cần giàn giáo cho thi công bản mặt cầu, cốt thép có thể được lắp đặt ngay sau khi đặt dầm. Sau khi truyền lực căng, dầm tự tách khỏi ván khuôn và được nhấc khỏi bệ căng mà không cần phải tháo ván khuôn.

Loại dầm Super - T được sử dụng ở công trình cầu Mỹ Thuận là loại dầm Super - T cải tiến (Super - T Roff) với tiết diện ngang dạng hộp mở và với chiều dài lớn hơn nhịp tiêu chuẩn đang được sử dụng ở Australia. Tuy giống nhau về kích thước nhưng ván khuôn trong lòng hộp của loại Tee Roff có thể tháo ra, do vậy có thể sử dụng lại. Hai vách ngăn bên trong lòng hộp có tác dụng tăng cường ổn định cho dầm trong quá trình vận chuyển và lắp dựng. Dầm Super - T dạng hộp mở nhẹ hơn dầm Super - T thường khoảng 10% và có những ưu điểm như: dễ kiểm tra chất lượng bê tông bên trong lòng dầm để bảo đảm không có hiện tượng bê tông bị rỗ tổ ong và tiết kiệm chi phí do không cần sử dụng ván khuôn trong lòng hộp bằng vật liệu polystyrene.

1.4.2. Nhược điểm

Do cánh dầm rộng nên khi áp dụng cho các cầu trên đường cong, có siêu cao cần phải có biện pháp xử lý bề rộng cánh và tránh tạo bản mặt cầu quá dày.

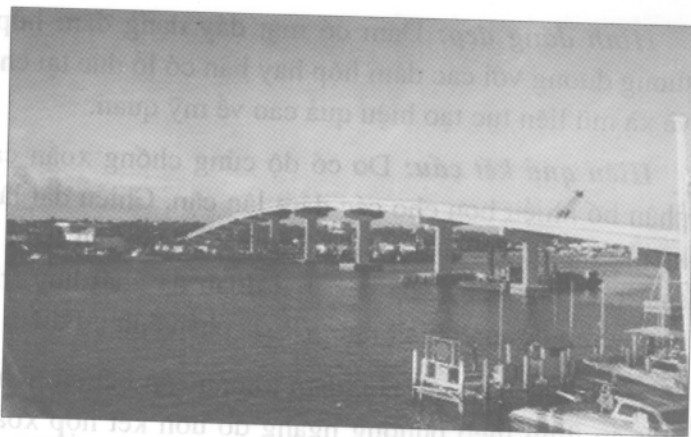
Dầm được chế tạo theo phương pháp căng trước thích hợp với chế tạo trong công xưởng. Kết cấu bê tông thành mỏng đòi hỏi cao về công tác quản lý chất lượng.

Một trong những vấn đề nảy sinh sớm nhất là vết nứt dọc tại đuôi dầm lúc giải phóng kích sau khi đã xử lý nhiệt ẩm dầm bằng hơi nước. Nhiều nghiên cứu đã chỉ ra rằng tổ hợp các ứng suất nhỏ trong suốt quá trình căng kéo đã gây ra ứng suất lớn, ngoài ra còn do gradient nhiệt độ tại đầu dầm lúc căng kéo, gradient nhiệt phát triển nhanh do nhiệt độ lạnh của các phần ngoài của dầm so với các phần bên trong được xử lý hơi nước dẫn tới việc tăng ứng suất kéo. Để giảm bớt vết nứt tại đầu dầm thì phải tăng cốt thép tại bề mặt của đầu dầm.

Việc bố trí gối nghiêng theo độ dốc dọc của dầm sẽ làm tăng lực cắt tại gối gây ra bởi trọng lượng kết cấu.

Chương 2

LIÊN TỤC HOÁ KẾT CẤU NHỊP CẦU GIẢN ĐƠN



2.1. KHÁI NIỆM VỀ KẾT CẤU NHỊP LIÊN TỤC HOÁ

2.1.1. Giới thiệu chung

Trong xây dựng cầu, người ta đã sử dụng rộng rãi kết cấu nhịp có số lượng khe biến dạng ít nhất với loại hình cầu có sơ đồ tổ hợp từ các nhịp dầm giản đơn. Dầm giản đơn được áp dụng rất phổ biến trong xây dựng cầu ở nước ta bởi tính cơ giới hoá, tiêu chuẩn hoá, tính dễ lắp đặt, lao lắp và vận chuyển phù hợp với trình độ các đơn vị thi công trong nước hiện nay. Việc tiếp tục phát triển công nghệ theo hướng này áp dụng cho các cầu không có yêu cầu về thông thuyền hoặc vượt khẩu độ lớn vẫn là giải pháp kinh tế nhất. Song để khai thác được tối đa loại hình dầm giản đơn nhiều nhịp cần phải được nghiên cứu hoàn thiện hơn nữa.

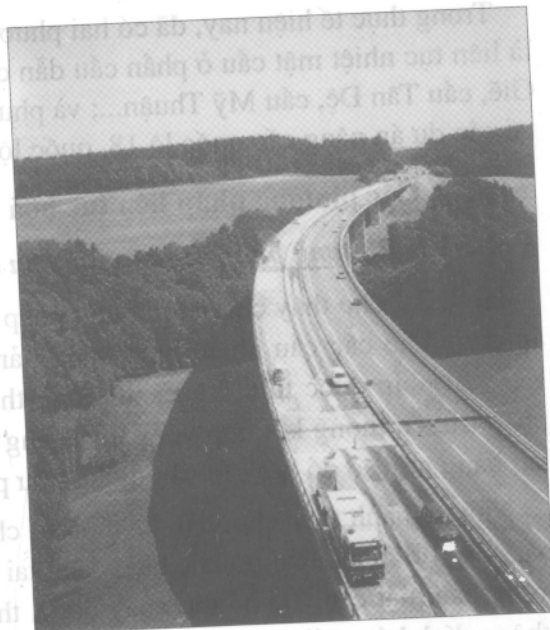
Để đảm bảo tốc độ êm thuận xe chạy, tạo thuận lợi tối đa trong khai thác công trình cầu, giảm số lượng khe co giãn và chi phí bảo dưỡng khe co giãn trên cầu. Vấn đề đặt ra là phải nghiên cứu giải pháp nối liên tục các dầm giản đơn thành hệ liên tục sao cho vẫn đảm bảo khai thác êm thuận, không gây khó khăn cho thi công và đảm bảo các mục đích nêu trên.

Kết cấu nhịp liên tục dùng cho xây dựng cầu trên đường ô tô và thành phố bằng BTCT và BTCT kết hợp thép là kết cấu được tạo ra bằng các chuỗi kết cấu nhịp dầm hoặc dầm bản giản đơn nối với nhau ở mức bản mặt cầu sao cho dưới tác dụng của lực dọc và nhiệt độ thì cầu làm việc như hệ dầm liên tục, còn dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng thì dầm vẫn làm việc như hệ dầm giản đơn. Kết cấu nối đảm bảo các tính chất nêu trên được gọi là kết cấu nhịp liên tục - nhiệt.

Kết cấu nhịp gọi là liên tục hoá nếu kết cấu dầm được nối liên tục từ các dầm giản đơn tạo thành dầm liên tục thuần tuý sao cho dưới tác dụng của lực dọc, nhiệt độ, tĩnh tải phân II, hoạt tải cùng các tác nhân khác như co ngót, từ biến cầu làm việc như hệ liên tục.

Kết cấu nhịp liên tục hoá từ dầm giản đơn nhiều nhịp cũng giữ được các ưu điểm của kết cấu nhịp liên tục nhiệt nhưng nó cải thiện được về ngoài và nâng cao chất lượng, khả năng chịu tải của kết cấu. Do khai thác được những ưu điểm của kết cấu liên tục, cắt giảm các

chi tiết nối bản nên dạng kết cấu này đạt được những hiệu quả kinh tế nhất định, nâng cao độ bền vững và tuổi thọ của kết cấu cầu, đảm bảo sự làm việc thuận lợi cho các phương tiện vận tải mà không giảm tốc độ xe chạy. Đối với cầu dầm BTCT DUL thiết kế liên tục cho phép giảm 5% đến 15% lực dự ứng lực cần thiết so với thiết kế nhịp giản đơn. Ngoài ra áp dụng ưu điểm này để xử lý nối liên tục các cầu yếu, cũ làm tăng tuổi thọ và nâng cao khả năng chịu tải của kết cấu nhịp.



Hình 2.1.
Cầu giản đơn được liên tục hoá

Việc liên tục hoá kết cấu nhịp rất đa dạng và phong phú. Tùy theo mức độ khác nhau, liên tục hoá có thể là:

- Liên tục bản mặt cầu hoặc liên tục cả phần dầm chủ,
- Liên tục hoá hoàn toàn bằng cách bố trí cốt thép DUL dọc cầu hoặc liên tục hoá chỉ bố trí cốt thép thường trong mối nối.
- Liên tục hoá và chuyển từ hai hàng gố về một hàng gố trên đỉnh trụ hoặc là vẫn giữ cả hai hàng gố.
- Liên tục hoá bằng cách đổ liên khối cả thân trụ và kết cấu nhịp thành khung chịu lực.

Loại hình liên tục hoá không bố trí thép DUL theo phương dọc cầu, mà chỉ sử dụng mối nối liên tục thông qua đổ bê tông mối nối tại chỗ và bố trí cốt thép thường chịu lực, được chia thành 5 loại như sau:

- Phương pháp 1: liên tục bản dạng liên kết chốt (phương pháp Maunsell).
- Phương pháp 2: dầm ngang liên khối (phương pháp Mattock).
- Phương pháp 3: dầm ngang hẫng (phương pháp Pritchard).

- Phương pháp 4: cầu toàn khối (phương pháp Hambly).
- Phương pháp 5: liên tục bản mặt cầu (liên tục nhiệt) (phương pháp Kumar).

Tuỳ theo tình hình, điều kiện khai thác thực tế tại từng nước khác nhau mà quy mô và phạm vi áp dụng của từng phương pháp có khác nhau. Chẳng hạn, phương pháp 1 được phát triển vào những năm đầu áp dụng liên tục hoá kết cấu nhịp, còn hiện nay phương pháp 2, 3 và 5 đang được áp dụng ở một số nước khác nhau.

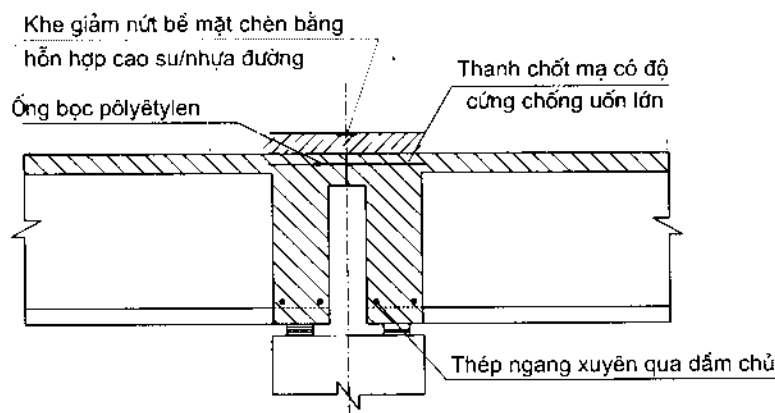
Trong thực tế hiện nay, đã có hai phương pháp liên tục hoá đã và đang được áp dụng. Đó là liên tục nhiệt mặt cầu ở phần cầu dẫn cầu Thăng Long, các cầu trên tuyến quốc lộ 1, cầu Giẽ, cầu Tân Đệ, cầu Mỹ Thuận...; và phương pháp dầm ngang liên khối đang được áp dụng tại các dự án nâng cấp quốc lộ 18, quốc lộ 10 như cầu Quý Cao.

2.1.2. Các phương pháp liên tục hoá

2.1.2.1. Phương pháp 1: Liên tục bản dạng liên kết chốt (phương pháp Maunsell)

Hình 2.2 cho thấy chi tiết phương pháp liên tục bản dạng liên kết chốt, phương pháp này áp dụng cho các cầu nhiều nhịp dầm giản đơn được xây dựng ở Anh vào những năm 70. Kết cấu nhịp được thiết kế và thi công theo sơ đồ dầm giản đơn nhiều nhịp theo phương pháp truyền thống kết hợp với dầm ngang và bản nối tại đầu dầm. Tại vị trí trên trụ, bố trí hai hàng gối, sơ đồ kết cấu vẫn giống như phương pháp giản đơn truyền thống.

Những thanh thép chốt dài được bố trí chính giữa bản theo chiều cao để liên kết bản giữa hai nhịp với nhau, loại bỏ khe biến dạng tại đỉnh trụ và cho phép áp dụng mối nối xoay chìm trong bản mặt cầu. Để có thể xoay được, thanh thép chốt được lồng vào trong một ống bọc không dính bám với bê tông xung quanh tại vị trí khe biến dạng. Cùng với đó phần bản và đầu dầm bên dưới có nhồi lớp vật liệu đàn hồi cả bên trên và bên dưới thanh chốt.

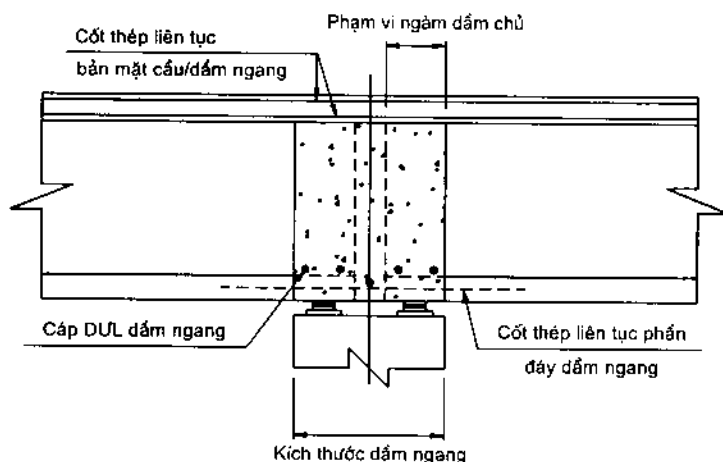


Hình 2.2. Liên tục bản dạng liên kết chốt (phương pháp Maunsell)

2.1.2.2. Phương pháp 2: Dầm ngang liên khối (phương pháp Mattock)

Theo phương pháp này, các dầm BTCT DUL được thi công theo từng nhịp như xây dựng cầu nhiều nhịp giản đơn. Sau đó các dầm ngang đổ tại chỗ, bao bọc lấy các đầu dầm, sẽ

được xây dựng tại mỗi trụ. Mỗi nối biến dạng chỉ được bố trí tại hai mố. Mômen âm tại cuối các dầm thông thường đòi hỏi phải có thép DƯL và bố trí ở phần bản đổ tại chỗ và được neo đủ vào phần trong của kết cấu nhịp. Mômen dương tại vị trí dầm ngang nối cuối dầm chủ được chịu bằng cách liên kết các cốt thép tại bản đáy của dầm trước khi đổ bê tông dầm ngang. Chiều cao xây dựng tương tự như kết cấu nhịp gối giản đơn.



Hình 2.3. Chi tiết cấu tạo mối nối theo phương pháp Mattock

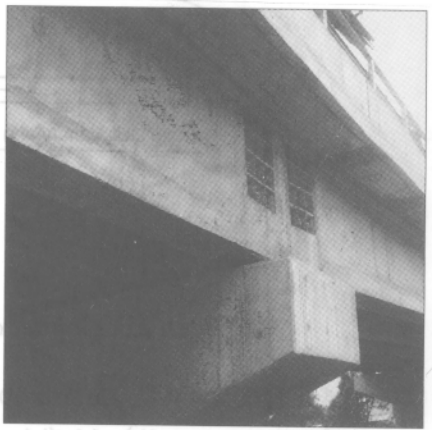
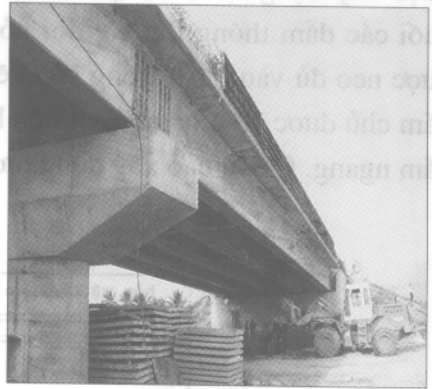
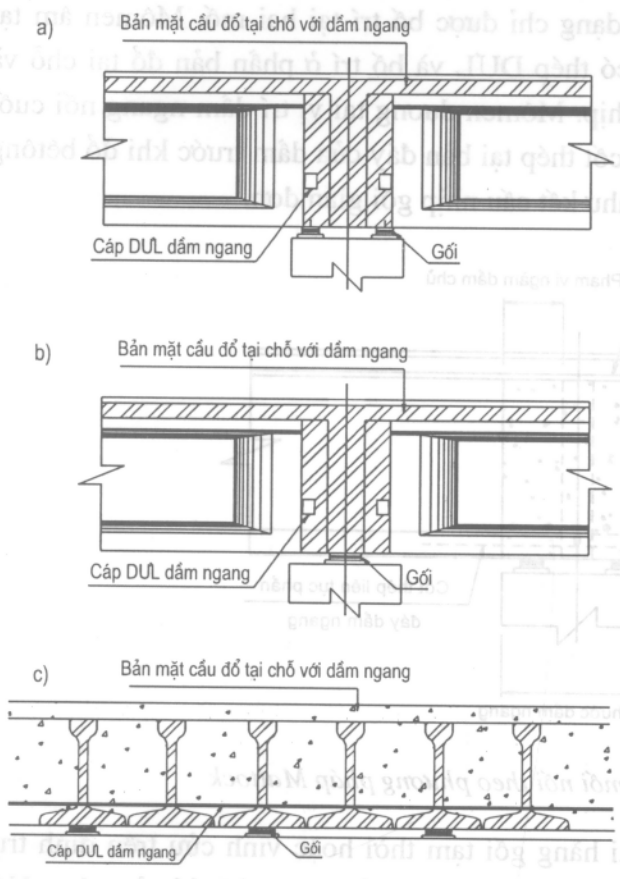
Các dầm BTCT DƯL được xếp vào hai hàng gối tạm thời hoặc vĩnh cửu trên đỉnh trụ, sau đó đổ dầm ngang liền khối bao bọc lấy đầu dầm với chiều sâu ngàm khoảng 1m. Với phương pháp này, chiều rộng của dầm ngang toàn khối sẽ nhỏ hơn khi so sánh với dầm ngang theo phương pháp Pritchard do chỉ cần khoảng không nhỏ hơn giữa hai đầu dầm. Nhưng điều này cũng gây khó khăn cho liên kết cốt thép tại đầu dầm. Cốt thép chịu mômen âm tại đầu dầm được bố trí trên mặt bản bê tông đổ tại chỗ, và neo đủ dài vào trong bản bê tông liên hợp.

Theo phương dọc cầu có thể bố trí hai hàng gối hoặc một hàng gối. Theo phương ngang cầu, thông thường sẽ bố trí gối kê tại từng vị trí dầm chủ, nhưng cũng có trường hợp bố trí gối xen kẽ nhau.

Độ cứng theo phương ngang thông thường được đảm bảo bằng cốt thép ngang, một số trong đó đi xuyên qua thân dầm chủ ở phần đầu dầm.

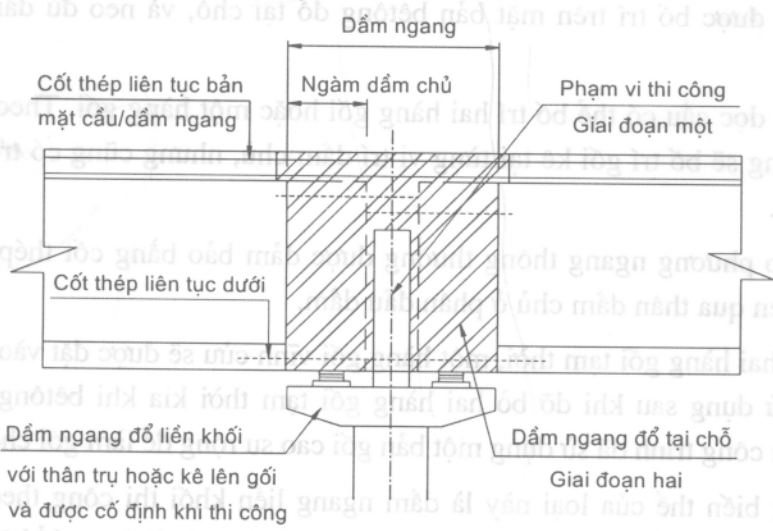
Khi sử dụng hai hàng gối tạm thời, một hàng gối vĩnh cửu sẽ được đặt vào vị trí tim trụ sẽ được đưa vào sử dụng sau khi dỡ bỏ hai hàng gối tạm thời kia khi bê tông dầm ngang đủ cường độ. Nhiều công trình đã sử dụng một bản gối cao su rộng để làm gối cho cả hai dầm.

Có một dạng biến thể của loại này là dầm ngang liền khối thi công theo hai giai đoạn. Chiều cao dầm ngang sẽ cao hơn so với dầm chủ và phần bên dưới được đổ bê tông đầu tiên để đỡ dầm chủ trên lớp vữa đệm. Giai đoạn 2 sẽ hoàn thiện dầm ngang theo cách thức trên.



**Hình 2.4. Dầm ngang liên khối (phương pháp Mattock)-
 Bố trí gối theo dọc và ngang cầu**

**Hình 2.5. Bố trí cốt thép dự ứng lực
 dầm ngang**

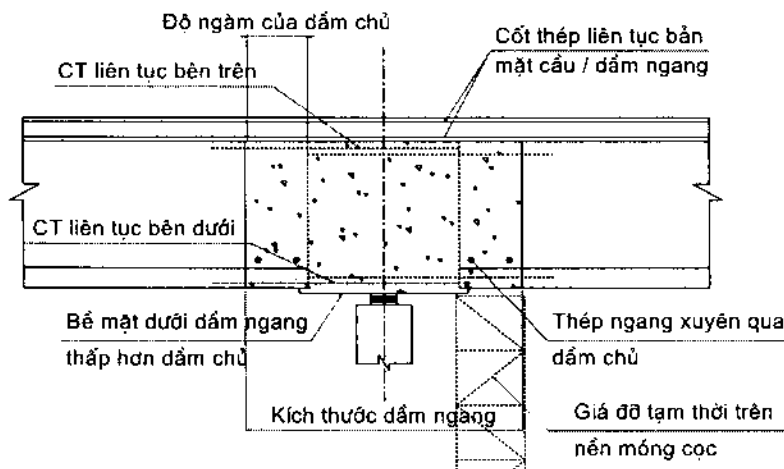


Hình 2.6. Đổ dầm ngang liên tục hai giai đoạn

2.1.2.3. Phương pháp 3: Dầm ngang hẫng (phương pháp Pritchard)

Đây là phương pháp tương tự phương pháp Mattock và được sử dụng rất nhiều ở nước Anh, dầm BTCT sẽ ngắn hơn đáng kể so với khẩu độ nhịp, với yêu cầu thi công dầm phải được kê trên đà giáo trụ tạm. Một dầm ngang liền khối đổ tại chỗ trên đỉnh trụ và bao bọc lấy đầu dầm chủ đúc sẵn. Liên tục theo phương dọc cầu được đảm bảo bằng cốt thép trong phần bản liên tục, chủ yếu là cốt thép thường, nhưng đôi khi là thép dự ứng lực, bố trí cả phần trên và phần dưới của dầm chủ. Khả năng chịu lực theo phương ngang được đảm bảo bằng cốt thép thường hoặc cốt thép DUL, một số thanh đi xuyên qua phần cuối của thân dầm chủ.

Dầm ngang được kê trên một hàng gối đặt tại tâm trụ.



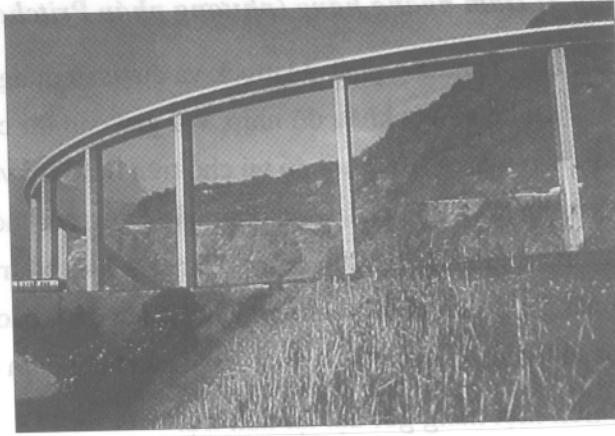
Hình 2.7. Chi tiết liên kết theo phương pháp dầm ngang hẫng (phương pháp Pritchard)

2.1.2.4. Phương pháp 4: Cầu toàn khối (phương pháp Hambly)

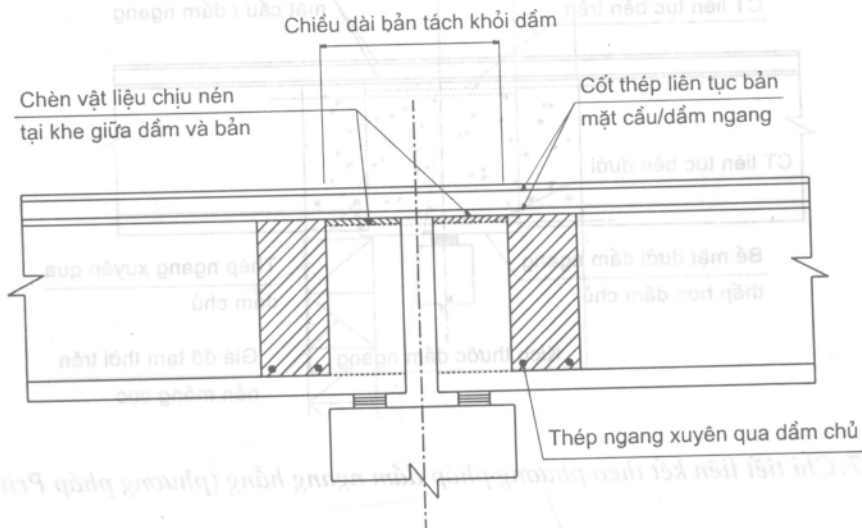
Phương pháp này cũng tương tự như phương pháp Mattock ngoại trừ việc liên tục hoá kết cấu nhịp cũng được thực hiện cùng với hai mố, kết quả là toàn bộ cầu thành một thể thống nhất, loại bỏ hoàn toàn mối nối. Toàn bộ dịch chuyển theo phương dọc cầu được chuyển thành chuyển vị trượt của mố hay chuyển vị đỉnh trụ khi móng trụ là móng cọc. Điều này dẫn đến có rất nhiều lực sinh ra từ tương tác kết cấu - đất tác dụng lên dầm BTCT đúc sẵn đòi hỏi phải được tính toán và thiết kế.

2.1.2.5. Phương pháp 5: Liên tục bản mặt cầu- liên tục nhiệt (phương pháp Kumar)

Kết cấu nhịp liên tục nhiệt là kết cấu được tạo ra bằng cách nối kết cấu nhịp dầm hoặc bản giản đơn với nhau ở mức bản mặt cầu, sao cho dưới tác dụng của lực ngang và nhiệt độ, cầu làm việc như hệ dầm liên tục, còn dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng vẫn làm việc như dầm giản đơn.



Hình 2.8. Cầu toàn khối (phương pháp Hambly)



Hình 2.9. Liên tục bản mặt cầu (phương pháp Kumar)

2.2. CÁC GIẢI PHÁP CẤU TẠO VÀ PHƯƠNG PHÁP TÍNH KẾT CẤU NHỊP LIÊN TỤC NHIỆT

2.2.1. Các giải pháp cấu tạo kết cấu nhịp liên tục nhiệt

2.2.1.1. Khái niệm chung

Kết cấu nhịp liên tục nhiệt là kết cấu được tạo ra bằng cách nối kết cấu nhịp dầm hoặc bản giản đơn với nhau ở mức bản mặt cầu, sao cho dưới tác dụng của lực ngang và nhiệt độ, cầu làm việc như hệ dầm liên tục, còn dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng vẫn làm việc như dầm giản đơn. Chỗ nối kết cấu nhịp gọi là liên kết chốt, phần bản để nối kết cấu nhịp gọi là bản nối.

Kết cấu liên kết chốt phải đảm bảo tính liên tục của lớp áo mặt cầu và tiếp nhận mọi nội lực sinh ra trong một chuỗi kết cấu nhịp mà không cản trở đến chuyển vị của đầu dầm (chuỗi dầm hay còn gọi là liên dầm).

2.2.1.2. Các sơ đồ cấu tạo kết cấu nhịp liên tục nhiệt

Kết cấu nhịp liên tục nhiệt có thể dùng cho các dầm bản hoặc bản có khẩu độ bất kỳ với tổ hợp và bố trí bất kỳ trên mặt cắt dọc cũng như trên mặt bằng. Quy định chiều dài và sơ đồ của chuỗi xuất phát từ điều kiện bố trí cầu, đặc tính của kết cấu và điều kiện khí hậu của vùng xây dựng. Cấu tạo chuỗi một cách hợp lý bằng cách để cho chuyển vị do nhiệt độ xảy ra ở cả 2 phía từ tâm chuỗi và khi đó sử dụng tối đa khả năng của kết cấu khe biến dạng.

Bảng 2.1. Biên độ chuyển vị của một số kết cấu khe biến dạng

Kết cấu khe biến dạng	Biên độ chuyển vị (mm)
- Liên tục kín bằng lớp phủ bê tông áphan	6 ÷ 10
- Liên tục kín bằng lớp phủ bê tông áphan có lưới thép	15
- Máng thép co giãn nhồi đầy máttít không có gờ cứng	15 ÷ 20
- Máng thép co giãn nhồi đầy máttít mép khe có gờ cứng	20
- Kết cấu co giãn bằng cao su	50
- Dùng tấm trượt phẳng	100
- Dùng tấm trượt vát 1 phía	200
- Dùng tấm trượt vát 2 phía	300

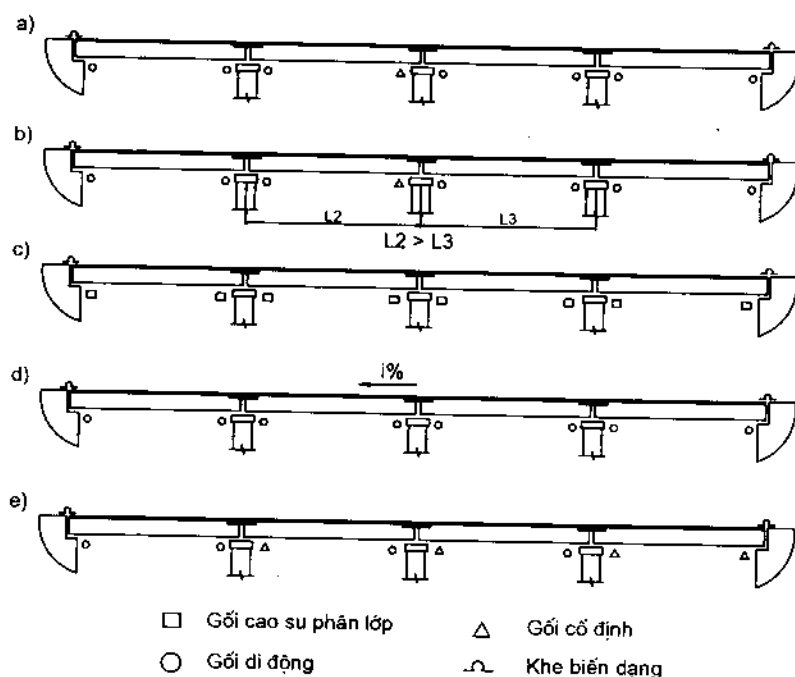
- Kết cấu nhịp liên tục nhiệt chỉ có thể dùng toàn gối di động, hoặc đặt các gối cố định trên một trong các trụ của nó, được phép chỉ dùng gối di động khi trên chiều dài của chuỗi đều dùng gối cao su phân lớp.

- Gối cố định một cách hợp lý đặt ở giữa chuỗi (hình 2.10a) khi có khẩu độ khác nhau thì đặt ở nhịp có khẩu độ lớn (hình 2.10b).

- Kết cấu nhịp liên tục nhiệt dùng trong vùng động đất nếu thiết kế chỉ dùng gối di động (hình 2.10c).

- Khi chiều dài chuỗi đặt trên độ dốc dọc lớn hợp lý hơn cả là đặt gối cố định ở phía dưới dốc (hình 2.10d), điều này làm cho các liên kết chốt chịu lực nén.

- Khi đặt kết cấu nhịp trên trụ mềm, trên mỗi trụ đều phải đặt gối cố định và di động (hình 2.10e). Việc sử dụng gối cao su phân lớp không đòi hỏi biện pháp phụ để trụ tham gia làm việc theo chuyển vị dọc cầu.



Hình 2.10. Sơ đồ cấu tạo chuỗi

2.2.1.3. Các phương pháp nối liên tục nhiệt

2.2.1.3.1. Dầm tiết diện chữ T nối ở bản mặt cầu và theo mối nối utor dọc cầu

a) Trường hợp nối ở bản mặt cầu

- Nối theo bản mặt cầu, hoặc một phần chiều dày của bản, phải bảo đảm điều kiện xe chạy tốt nhất cũng như sự vững chắc của kết cấu và được coi là dạng cơ bản của mối nối trong kết cấu nhịp liên tục nhiệt.

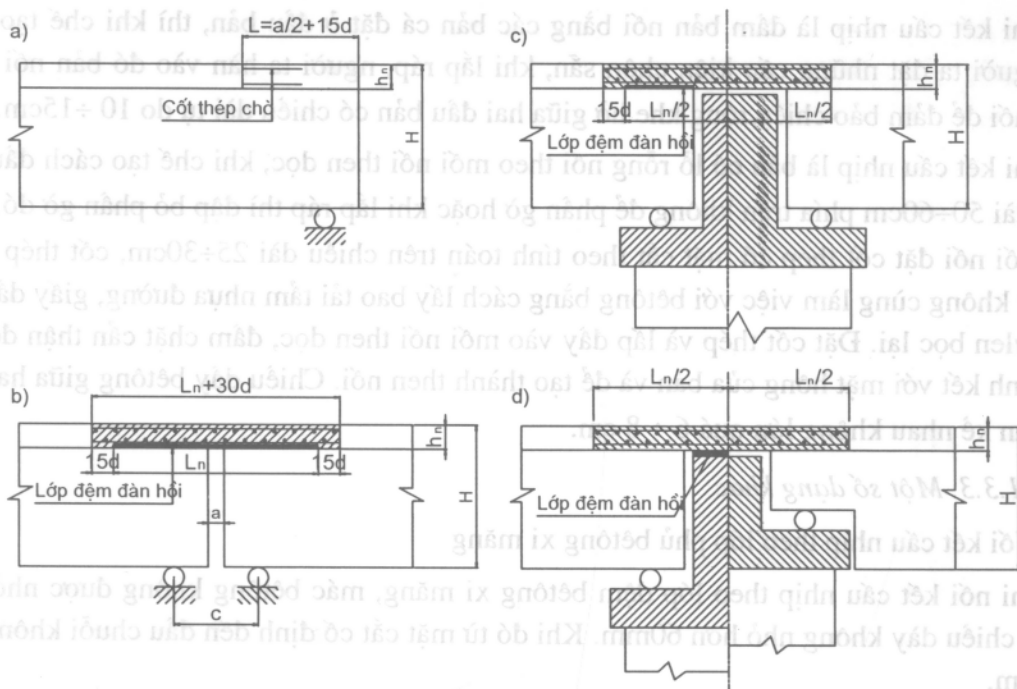
- Nối kết cấu nhịp lắp ghép theo bản mặt cầu thì khi chế tạo dầm đầu bản cánh cần để cốt thép thò nằm ngang, chiều dài phần bản cánh để chừa lại lấy bằng một nửa chiều dài bản nối đã trừ đi khoảng cách đầu dầm kề nhau và cộng với 30 lần đường kính cốt thép nối bản cánh, không cần để cốt thép chờ từ cuống dầm trong phạm vi nối bản cánh (hình 2.11b).

- Khi khoảng cách giữa hai đầu dầm kề nhau tương đối lớn người ta dùng sơ đồ hình 2.11c, d tốt nhất vẫn dùng dầm có phần bản cánh để chừa lại.

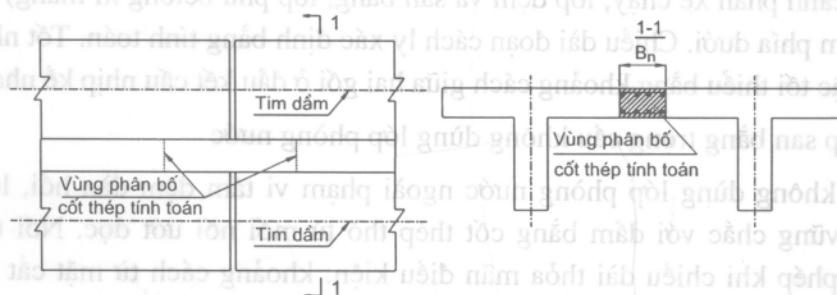
- Cho phép nối tựa lên xà ngang đầu trụ thông qua bản đệm đàn hồi có chiều dày không nhỏ hơn 0,5m không kể cả trường hợp dầm đặt trên gối cao su phân lớp.

b) Trường hợp nối một phần chiều dày của bản thực hiện tương tự như nối bản mặt cầu (bản cánh dầm)

Nối thép mối nối utor dọc (hình 2.12) áp dụng ở kết cấu nhịp có chiều rộng mối nối nhỏ hơn 30cm. Để lớp áo mặt cầu phủ liên tục qua khoang hở giữa 2 đầu kề nhau phải đặt ván gỗ dán bịt kín.

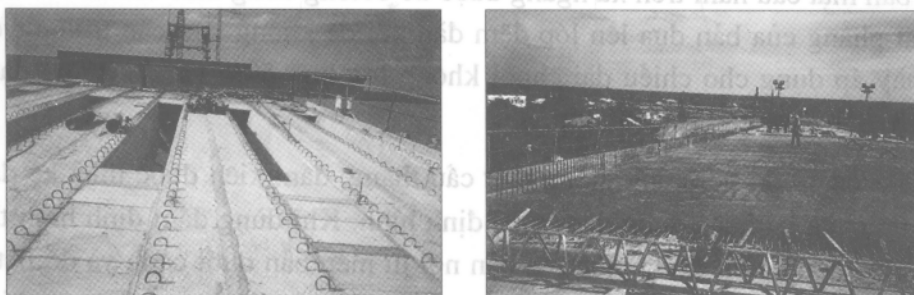


Hình 2.11. Sơ đồ nối theo bản mặt cầu



Hình 2.12. Sơ đồ nối theo mối nối utor dọc cầu

2.2.1.3.2. Đối với kết cấu dầm bản: dùng bản nối hoặc theo mối nối then dọc và một phần chiều dày của bản



Hình 2.13. Thi công bản mặt cầu

- Khi kết cấu nhịp là dầm bản nối bằng các bản cá đặt ở đầu bản, thì khi chế tạo dầm bản, người ta đặt những cấu kiện chôn sẵn, khi lắp ráp, người ta hàn vào đó bản nối hoặc thanh nối để đảm bảo chiều rộng khe hở giữa hai đầu bản có chiều dài tự do $10 \div 15\text{cm}$.

- Khi kết cấu nhịp là bản có lỗ rỗng nối theo mối nối then dọc, khi chế tạo cách đầu bản chiều dài $50 \div 60\text{cm}$ phía trên không để phần gờ hoặc khi lắp ráp thì đập bỏ phần gờ đó. Dọc theo mối nối đặt cốt thép có mặt cắt theo tính toán trên chiều dài $25 \div 30\text{cm}$, cốt thép được cách ly không cùng làm việc với bê tông bằng cách lấy bao tải tấm nhựa đường, giấy dầu vải polyetylen bọc lại. Đặt cốt thép và lấp đầy vào mối nối then dọc, đầm chặt cẩn thận để bảo đảm dính kết với mặt hông của bản và để tạo thành then nối. Chiều dày bê tông giữa hai đầu dầm bản kề nhau không lớn quá $6 \div 8\text{ cm}$.

2.2.1.3.3. Một số dạng khác

a) Nối kết cấu nhịp theo lớp phủ bê tông xi măng

- Khi nối kết cấu nhịp theo lớp đệm bê tông xi măng, mác bê tông không được nhỏ hơn 300 và chiều dày không nhỏ hơn 60mm. Khi đó từ mặt cắt cố định đến đầu chuỗi không lớn hơn 50m.

- Trong mọi trường hợp ngoài chỗ nối theo mối nối ước dọc, các bản nối các kết cấu nhịp kề nhau (bản cánh phần xe chạy, lớp đệm và san bằng, lớp phủ bê tông xi măng) phải cách ly với kết cấu nằm phía dưới. Chiều dài đoạn cách ly xác định bằng tính toán. Tốt nhất chiều dài đó lớn hơn hoặc tối thiểu bằng khoảng cách giữa hai gối ở đầu kết cấu nhịp kề nhau.

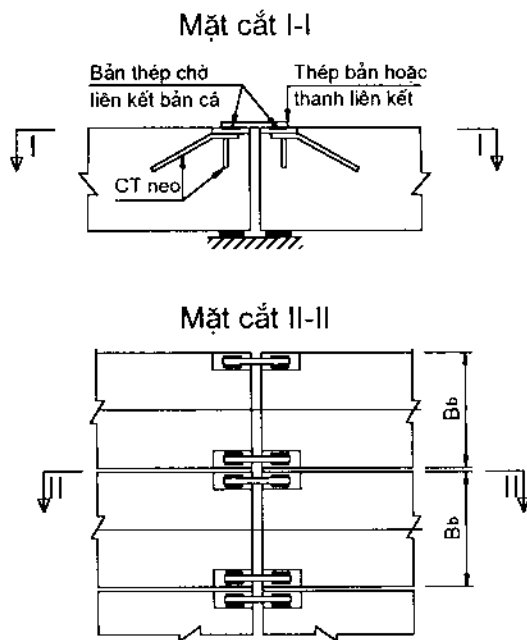
b) Nối ở lớp san bằng trong cầu không dùng lớp phòng nước

Trong cầu không dùng lớp phòng nước ngoài phạm vi tấm đệm đàn hồi, lớp san bằng phải liên kết vững chắc với dầm bằng cốt thép thò từ mối nối ước dọc. Nối theo lớp san bằng chỉ cho phép khi chiều dài thỏa mãn điều kiện: khoảng cách từ mặt cắt cố định đến đầu chuỗi không được vượt quá 100m.

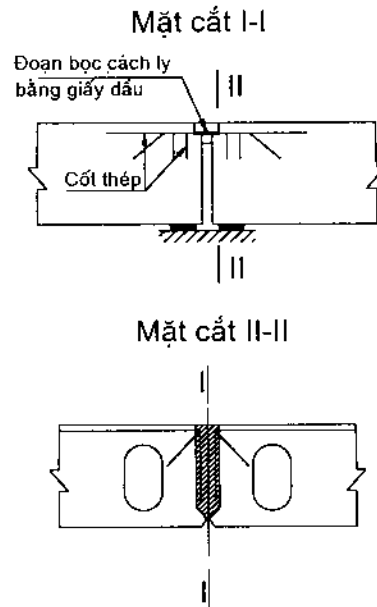
Liên kết chốt của kết cấu nhịp theo bản cánh của dầm theo lớp đệm và lớp san bằng được thực hiện trên toàn bộ chiều rộng của kết cấu nhịp, hoặc chỉ trên chiều rộng của xe chạy.

c) Trường hợp nối kết cấu nhịp theo mối nối ước dọc cầu mà đầu trụ có xà ngang mặt cắt T thì phần bản mặt cầu nằm trên xà ngang được đổ bê tông đồng thời với mối nối ước dọc và toàn bộ mặt phẳng của bản dựa lên lớp đệm đàn hồi để không làm cản trở chuyển vị dọc. Cách nối này áp dụng cho chiều dài chuỗi không lớn hơn 50m và gối đỡ có dạng bất kỳ không kể khi dùng gối cao su phân lớp.

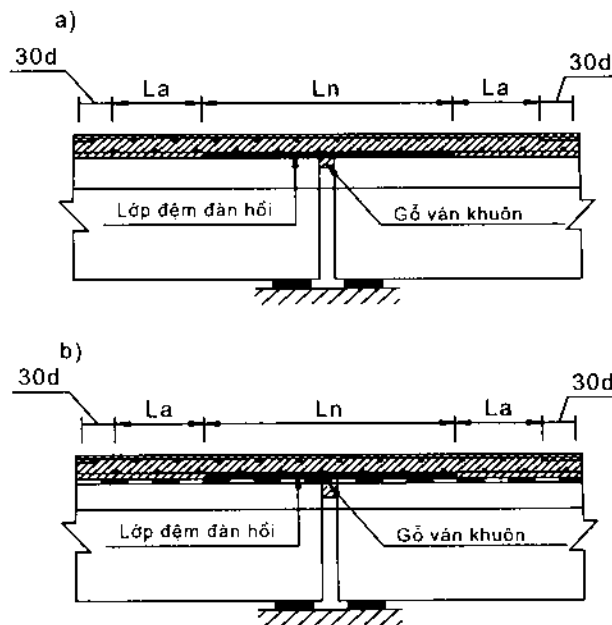
d) Ở cầu xiên sơ đồ nối cứng giống như cầu thẳng, dầm xiên được thiết kế đặc biệt có phần cánh để chứa lại hoặc dùng dầm xiên định hình. Khi dùng dầm định hình thì cần cắt bỏ cốt thép từ cuống dầm trong phạm vi bản nối từ mép bản dưới cánh và đổ bê tông xong cuống dầm trước. Khi đó không cần đặt dầm ngang đầu dầm đã được xét trong thiết kế định hình dầm xiên, ở cầu xiên cũng có thể nối theo mối nối ước dọc.



Hình 2.14. Sơ đồ nối theo mỗi nối dạng bản cá dọc cầu



Hình 2.15. Sơ đồ nối theo mỗi nối then dọc và một phần chiều dày của bản



Hình 2.16. Sơ đồ nối kết cấu nhịp theo lớp phủ bê tông xi măng

a) Nối theo lớp bê tông đệm; b) Nối theo lớp phủ BTCT nhưng không có cốt thép neo

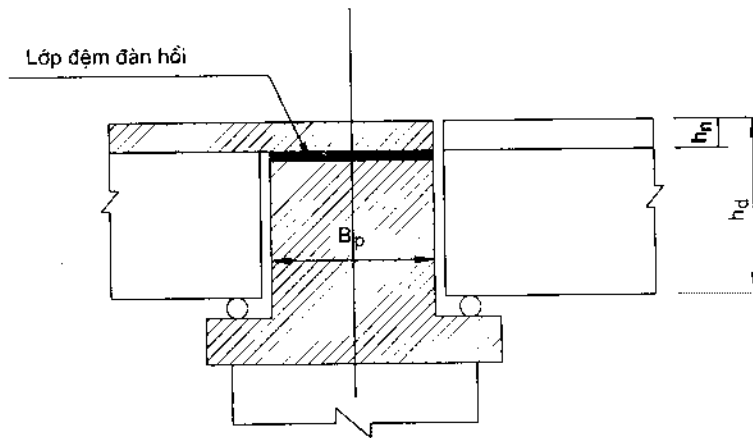
c) Kết cấu nhịp của cầu trên mặt bằng là đoạn cong thì được nối theo bản mặt cầu. Mặt bằng bản nối có dạng hình thang. Khi bán kính cong nhỏ, bản nối phía bụng và lưng đường cong khác nhau nhiều thì bản nối ở phía bụng đường cong có thể tạo nên kết cấu nửa chốt.

2.2.1.3.4. Một số yêu cầu chung về cấu tạo và bố trí cốt thép

- Khi nối kết cấu nhịp theo bản mặt cầu thì mác bê tông bản nối phải cùng mác với bê tông của kết cấu nhịp. Bố trí cốt thép nên dùng cốt thép loại AI - AIII cũng có thể dùng cốt thép ứng suất trước để nối.

- Cốt thép tính toán của bản nối được bố trí trong phạm vi chiều rộng của dầm và mối nối ước dọc. Cốt thép ở mối nối ước dọc, biện pháp hợp lý và đặt liên tục trên trụ từ nhịp này sang nhịp kia. Khi chiều dài cốt thép không đủ, thì đặt trong mối nối ước dọc, cốt thép ngắn có chiều dài bằng chiều dài cốt thép ở bản nối, khi nối kết cấu nhịp theo bản cánh dầm.

- Khi nối kết cấu nhịp theo mối nối ước dọc, cốt thép tính toán bố trí trên chiều dài 200cm đến 250cm, với kết cấu nhịp ở cầu thẳng, và trên chiều dài $(b_d + b_n)\cot\alpha + (80-100\text{cm})$ với kết cấu nhịp cầu xiên.



Hình 2.17. Sơ đồ nối kết cấu nhịp theo mối nối ước dọc khi có xà mũ trụ có dạng chữ T ngược

- Khi nối kết cấu nhịp theo bản mặt cầu nếu chiều dày lớp đệm lớn quá 8-10cm, để giảm bớt độ cứng ở chỗ nối, bên trên mặt cắt ngang bản nối một cách hợp lý là đặt quãng hở nhét dây mattít hoặc đặt một tấm gỗ. Khi nối kết cấu nhịp theo mối nối ước dọc, chiều dài lớp bê tông đệm trong phạm vi 100-120cm phải cách ly đối với dầm bằng lớp đệm đàn hồi và được bố trí cốt thép. Trong tất cả các sơ đồ nối kết cấu nhịp, lớp phòng nước đặt tại chỗ nối, không được dính vào lớp bê tông, như vậy trên chiều dài bản nối cộng với 25cm về mỗi bên, lớp phòng nước cần thiết phải cách ly với lớp bê tông đệm và lớp bảo vệ (lớp phủ bê tông xi măng bằng lớp giấy dầu, giấy sấp với pôlyetylen v.v...).

- Lớp đàn hồi làm bằng một số lớp giấy dầu dán bằng nhựa đường, chiều dày lớp đàn hồi lấy 0,5 - 1cm.

- Tại chỗ "liên kết chốt" của kết cấu nhịp cần bố trí cốt thép phụ thêm trong lớp bảo vệ, khi nối theo mối nối ước dọc thì đặt trong lớp bê tông đệm, dùng lưới cốt thép hàn hoặc buộc loại thép AI, đường kính 6mm với mặt lưới không lớn hơn 10×10cm.

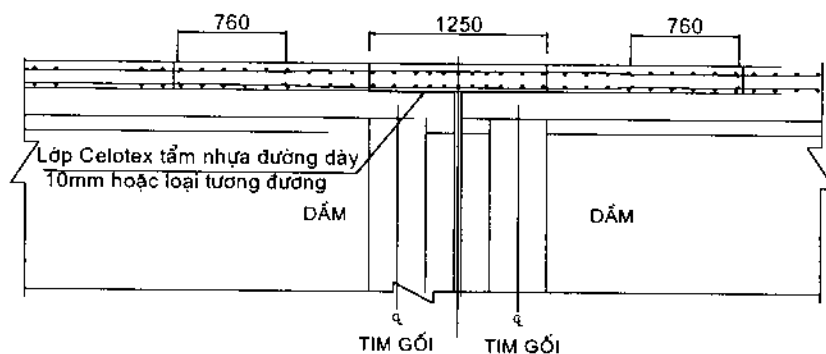
2.2.1.4. Giải pháp cấu tạo bản liên tục nhiệt theo các dạng khác

Cùng với sự phát triển không ngừng về công nghệ tin học, các phần mềm mạnh được ứng dụng và phát triển rộng rãi việc xem xét kết cấu trong hệ thống tổng thể, không gian cũng được đề cập. Chính vì vậy các dạng cấu tạo kết cấu nhịp liên tục nhiệt cũng có những thay đổi cơ bản.

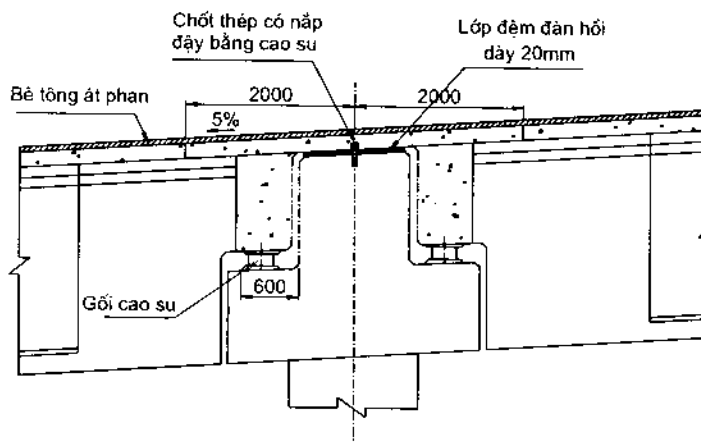
Một số dạng kết cấu tham khảo:

Nếu kết cấu nhịp đặt trên trụ có chiều cao thay đổi có độ mảnh lớn, toàn bộ phần bản liên tục nhiệt được liên kết chốt trên đỉnh trụ. Liên kết chốt này vẫn cho phép chuyển vị xoay giữa kết cấu phần trên và kết cấu phần dưới nhưng tham gia truyền toàn bộ lực ngang do hãm xe, động đất cũng như các lực phụ khác do co ngót, từ biến và nhiệt độ thay đổi xuống kết cấu phần dưới. Kết cấu gối cầu dùng gối cao su phân lớp cho các nhịp giữa, riêng hai nhịp biên phía tiếp giáp với mố dùng gối chậu có tấm trượt để đảm bảo chuyển vị độc lập của hệ.

Khi sử dụng kiểu cấu tạo dạng liên tục nhiệt này, cần lựa chọn số lượng nhịp được nối liên tục, kích thước và hàm lượng thép hợp lý trong kết cấu thân trụ trong tổng thể bố trí chung kết cấu phải đáp ứng yêu cầu sao cho kinh tế nhất.



Hình 2.18. Cấu tạo kết cấu nhịp liên tục nhiệt theo sơ đồ nối bản mặt cầu



Hình 2.19. Cấu tạo kết cấu nhịp liên tục nhiệt có chốt trên đỉnh trụ

Ngoài ra giải pháp nối liên tục nhiệt có dạng tương tự như kiểu ở hình 2.11b nhưng áp dụng cho kết cấu dầm BTCT DƯL tiết diện chữ I, bản BTCT đổ tại chỗ được minh họa trong hình 2.19. Trong đó, đặc biệt chú ý đến yêu cầu cấu tạo dầm ngang đầu dầm, phạm vi đặt lớp đệm đàn hồi (khẩu độ bản nối) và thời điểm đổ bê tông bản nối.

2.2.2. Phương pháp tính toán kết cấu nhịp liên tục - nhiệt

Thiết kế kết cấu liên tục - nhiệt bao gồm những nội dung chính sau đây:

- Lựa chọn kết cấu, chiều dài tạo chuỗi. Chiều dài chuỗi được chọn bằng việc so sánh các phương án sử dụng các loại gối cầu và kết cấu khe biến dạng khác nhau. Tiêu chuẩn hợp lý của chiều dài chuỗi là sử dụng khả năng tối đa của các loại gối cầu và khe biến dạng đảm bảo được chuyển vị dọc của cầu.

Sau khi xác định chiều dài chuỗi, loại hình gối và kết cấu khe biến dạng, người ta chọn loại kết cấu khe biến dạng của kết cấu nhịp và tiến hành tính toán.

- Tính toán chuyển vị dọc của các đầu dầm. Chuyển vị dọc trong chuỗi của kết cấu nhịp ở mức gối cầu và khe biến dạng đối với mặt cắt cố định của chuỗi được xác định do tác dụng của nhiệt độ và từ biến có xét đến tuổi của bê tông dầm lúc đặt dầm vào trụ và nối thành chuỗi.

- Tính nội lực do các tác động sinh ra trong bản nối, thiết kế bản nối và tính duyệt các mặt cắt bản nối.

2.2.2.1. Xác định chuyển vị dọc

Nhiệt độ biến thiên, co ngót và từ biến của bê tông sẽ gây ra các chuyển vị dọc trong chuỗi. Cần xác định trị số các chuyển vị này tại gối và khe biến dạng so với mặt cắt cố định của chuỗi. Khi tính toán cần xét đến tuổi của bê tông lúc đặt dầm vào trụ và lúc nối chúng thành chuỗi.

Biên độ chuyển vị dọc của kết cấu nhịp Δt do tác dụng của nhiệt độ tính theo lượng chênh lệch nhiệt độ bằng hiệu số nhiệt độ tính toán dương và âm ở địa điểm xây dựng. Nhiệt độ tính toán dương là nhiệt độ lớn nhất của không khí $t_{\max}$ trong suốt thời gian quan sát, nhiệt độ tính toán âm là nhiệt độ bình quân ngày đêm của ngày lạnh nhất trong thời gian quan sát $t_{\min}$.

$$\Delta t = \alpha(t_{\max} - t_{\min})L \quad (2.1)$$

trong đó:

α - hệ số dẫn dài của vật liệu kết cấu nhịp.

L - khoảng cách từ mặt cắt cố định của chuỗi đến mặt cắt cần xác định chuyển vị.

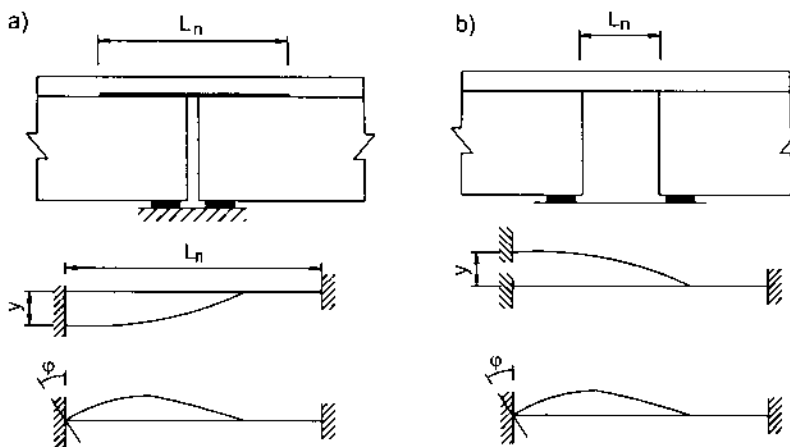
Ngoài biên độ chuyển vị do nhiệt độ còn xác định khoảng chuyển vị (co và giãn) trong chuỗi đối với vị trí của nó trong thời điểm nối. Chuyển vị do co ngót và từ biến của bê tông xác định ở mức đáy và đỉnh dầm. Trị số chuyển vị do co ngót và từ biến đối với các kết cấu nhịp thiết kế định hình ghi trong bảng 2.2.

Bảng 2.2

Chiều dài kết cấu nhịp	Tuổi nổi chuỗi (tháng)	Giá trị chuyển vị (mm)			
		Do từ biến		Do co ngót	
		Mức khe biến dạng	Mức đỉnh trụ	Mức khe biến dạng	Mức đỉnh trụ
12	3	1,00	2,00	1,60	1,60
15		1,48	3,10	2,02	2,02
18		1,22	2,35	2,42	2,42
24		3,72	7,16	3,23	3,28
33		5,31	9,04	4,43	4,43
12	6	0,74	1,48	1,51	1,51
15		1,09	2,30	1,89	1,89
18		0,90	1,74	2,27	2,27
24		2,75	5,30	3,02	3,02
33		3,93	6,67	4,15	4,15
12	12	0,39	0,79	1,34	1,34
15		0,59	1,23	1,68	1,68
18		0,48	0,93	2,02	2,02
24		1,47	2,84	2,69	2,69
33		2,10	3,58	3,70	3,70
12	24	0,13	0,26	1,00	1,00
15		0,19	0,41	1,20	1,20
18		0,165	0,31	1,52	1,52
24		0,49	0,95	2,02	2,02
33		0,70	1,19	2,77	2,77

2.2.2.2. Tính toán nội lực trong bản nổi

Sơ đồ cơ bản để tính toán bản nổi liên tục nhiệt là dầm bản ngàm hai đầu có khẩu độ tính toán L_n , bằng chiều dài của bản cách ly khỏi kết cấu nằm phía dưới (hình 2.20).

**Hình 2.20.** Sơ đồ tính toán bản nổi dưới tác dụng của chuyển vị tại mặt cắt ngàm của nó

Tính toán bản nổi trong giai đoạn làm việc đàn hồi dưới tác dụng của nội lực phát sinh trong bản bao gồm:

a) Do chuyển vị góc và chuyển vị thẳng đứng ở mặt cắt ngàm của bản, gây ra bởi hoạt tải và tĩnh tải phần II, tác dụng trên kết cấu nhịp được nối (tĩnh tải phần II là tải trọng của áo mặt cầu, đặt lên sau khi bê tông bản nổi đã đạt cường độ, kể cả phần đường người đi bộ, nếu được lắp đặt sau khi đã nối kết cấu nhịp thành chuỗi).

b) Dưới tác dụng của hoạt tải và tĩnh tải trực tiếp trên bản nổi.

c) Dưới tác dụng của lực hãm.

d) Do phản lực ở gối khi chuyển vị do nhiệt độ thay đổi.

Góc quay và chuyển vị thẳng đứng tại mặt cắt ngàm của bản nổi xác định theo tải trọng tiêu chuẩn, còn các tác dụng khác tính theo tải trọng tính toán.

2.2.2.2.1. Tính toán nội lực cưỡng bức

Khi tính toán bản nổi không xét tác dụng co ngót và từ biến của bê tông dầm vào trạng thái ứng suất của nó, vì tuổi của bê tông dầm và bản nổi chênh lệch nhau nhiều.

Nội lực tính toán của bản nổi có thể là nội lực bất kỳ do các nhân tố kể trên gây ra hoặc tổ hợp các nhân tố đó. Khi đó tổ hợp nội lực do lực hãm hoặc do biến đổi nhiệt độ với các nội lực khác lấy làm tổ hợp chính.

Nội lực trong bản nổi do chuyển vị góc và chuyển vị thẳng đứng ở mặt cắt ngàm bản, xác định theo công thức sức bền vật liệu. Nội lực do tĩnh tải phần II, xét tác dụng trên cả hai nhịp kế nhau và xét cả hoạt tải. Khi nối những khẩu độ khác nhau, thì tiến hành chất tải lần lượt từng khẩu độ và tính toán bản với nội lực lớn nhất.

Trị số mômen uốn và lực cắt phát sinh ở mặt cắt ngàm của bản nổi khi có tác dụng của chuyển vị, xác định theo công thức:

$$M_t = -\frac{4E_n J_n K}{L_n} \varphi_t + \frac{2E_n J_n K}{L_n} \varphi_p \pm \frac{6E_n J_n K}{L_n^2} (y_t - y_p) \quad (2-2)$$

$$Q_t = \frac{6E_n J_n K}{L_n^2} (\varphi_t - \varphi_p) \pm \frac{12E_n J_n K}{L_n^3} (y_t - y_p) \quad (2-3)$$

trong đó:

y_t, y_p : chuyển vị thẳng đứng trái và phải tại mặt cắt ngàm bản nổi.

E_n, J_n : độ cứng của bản nổi.

φ_t, φ_p : góc quay trái và phải tại mặt cắt ngàm bản nổi.

K: hệ số chiết giảm độ cứng, lấy theo điều 3 - 21 và 4 - 27 quy trình CH 365 - 67.

Góc quay lấy giá trị số “+” khi quay theo hướng quay của đầu dầm do tải trọng trên nhịp gây ra, tức là tại đầu phía trái của bản nổi quay ngược chiều kim đồng hồ, tại đầu phía phải

“-” theo chiều kim đồng hồ. Trong công thức (2-2) và (2-3) chứa y_t , y_p có dấu phía trên ứng với sơ đồ mà mặt cắt ngàm của bản nối nằm ngoài mặt cắt ngàm của bản nối nằm giữa mặt cắt gối của dầm và đầu dầm (hình 2.20b).

Bảng 6.3

TT	Tên nội lực	Nội lực xét đưa vào tổ hợp
1	Mômen uốn và lực cắt do chuyển vị góc và thẳng đứng ở mặt cắt ngàm bản dưới tác dụng của hoạt tải trên kết cấu nhịp	Không cùng với 3
2	Như trên, do tác dụng của hoạt tải phần II trên kết cấu nhịp	Với tất cả
3	Như trên, do tác dụng của hoạt tải trên bản nối	Không cùng 1 và 5
4	Như trên, do tác dụng của tĩnh tải trên bản nối	Với tất cả
5	Nội lực nằm ngang do lực hãm	Không cùng với 3,6 (*)
6	Nội lực nằm ngang do tác dụng của lực ma sát hoặc lực chống cắt ở gối nhiệt do nhiệt độ biến đổi	Không cùng với 5 (*)
7	Nội lực nằm ngang do trọng lượng bản thân của kết cấu nhịp khi cầu đặt trên độ dốc dọc	Với tất cả

Chú ý: (*) Nội lực nằm ngang do lực hãm và do tác dụng của biến đổi nhiệt độ (5, 6) xét tính đồng thời chỉ khi kết cấu nhịp kê trên gối cao su phân lớp. Khi đó khoảng biến đổi nhiệt độ lấy từ nhiệt độ nối chuỗi đến nhiệt độ bình quân của cả thời kỳ mùa hè và mùa đông.

2.2.2.2.2. Tính toán nội lực cục bộ

Trị số nội lực trong bản nối 2 nhịp bằng nhau do tĩnh tải phần II. Xác định theo công thức sau:

$$M = \frac{E_n J_n K}{L_n} \varphi \quad (2-4)$$

$$Q = 0 \quad (2-5)$$

trong đó:

φ : góc quay của mặt cắt ngàm bản do tĩnh tải phần II gây ra. Khi nối khẩu độ nhịp khác nhau, nội lực do tĩnh tải phần II xác định theo công thức (2-2) - (2-3).

Trị số góc quay của mặt cắt ngàm bản nối lấy bằng trị số góc quay tại mặt cắt gối dầm được nối, có xét đến sự làm việc không gian, nhưng không xét ảnh hưởng của bản nối đối với kết cấu nhịp.

Khi tính toán góc quay, độ cứng của dầm có xét tất cả các bê tông của áo mặt cầu đã được đặt sau khi nối dầm. Khi tính toán mômen quán tính của mỗi lớp áo, ta dựa vào môđun đàn hồi để tính chiều rộng tương đương của lớp:

$$b_c = \frac{b_\delta E_c}{E_\delta} \quad (2-6)$$

trong đó:

b_c, b_δ : lần lượt là chiều rộng tính đối của lớp bê tông áo mặt cầu và chiều rộng của bản cánh dầm.

E_c, E_δ : mô đun đàn hồi bê tông của lớp áo mặt cầu và của dầm.

Khi lớp bê tông của áo mặt cầu nằm trên lớp phòng nước, tính như đối với mặt cắt tổ hợp.

Tuỳ thuộc phương pháp nối kết cấu nhịp, khi tính toán tác dụng của hoạt tải và tĩnh tải phần II, độ cứng của dầm có thể khác nhau.

Góc quay ở mặt cắt gối dầm, không xét đến hệ số k , xác định theo công thức điều 3.21 và điều 4.27 của CH 365 - 67.

$$\varphi = \frac{0,7ql_p^3}{24E_\delta J_\delta} \eta \quad (2-7)$$

trong đó:

q : tải trọng phân bố đều tiêu chuẩn.

l_p : khẩu độ tính toán của dầm.

$E_\delta J_\delta$: độ cứng tính đối của dầm.

η : hệ số xét sự làm việc không gian của kết cấu nhịp.

0,7: hệ số xét trị số góc quay lý thuyết không phù hợp với thực tế, có được trên cơ sở thống kê các số liệu thí nghiệm bằng hoạt tải trên công trình thật.

Khi đã biết trị số mômen uốn, để đơn giản việc tính toán, góc quay tính theo công thức:

$$\varphi = \frac{0,7M^H l_p}{3E_\delta J_\delta} \quad (2-8)$$

trong đó:

M^H : mômen uốn ở giữa nhịp đang xét do tải trọng tiêu chuẩn gây ra.

Chuyển vị thẳng đứng tại mặt cắt ngàm của bản nối gây ra do góc quay tại mặt cắt gối dầm xác định theo công thức:

$$Y = \frac{l_n - c}{2} \varphi \quad (2-9)$$

trong đó:

c : khoảng cách giữa hai tim gối của hai nhịp kề nhau.

Nội lực trong bản nối do tác dụng cục bộ của hoạt tải, có xét đến sự phân bố qua lớp áo mặt cầu, xét hệ số vượt tải n và hệ số xung kích $(1 + \mu)$, tính theo công thức sau:

Đối với mặt cắt ngàm của bản nối:

$$M = - \frac{pdJ_n}{24} \left(3 - \frac{d^2}{l_n^2} \right) n(1 + \mu) \quad (2-10)$$

Đối với mặt cắt giữa nhịp của bản nối

$$Q = \frac{pd}{2} n(1 + \mu) \quad (2-11)$$

trong đó:

p: tải trọng phân bố do áp lực bánh xe.

d: chiều dài phân bố tải trọng dọc theo khẩu độ của bản nối.

Tải trọng cục bộ được phân bố trên chiều rộng B lấy bằng:

$$B = L_n - a + b \quad (2-12)$$

trong đó:

a, b: kích thước thực tế của diện tích tiếp xúc của bánh xe theo hướng dọc và hướng ngang cầu.

Khi bản nối tựa lên kết cấu phía dưới bằng toàn bộ diện tích, nếu kết cấu phía dưới tiếp nhận lực của tải trọng cục bộ, thì không tính tác dụng của tải trọng cục bộ đối với bản nối.

Nội lực của bản nối do trọng lượng bản thân, do tính tải phân II đặt trên bản, xác định theo công thức:

Đối với mặt cầu ngàm:

$$M = \frac{-ngl_n^2}{12} \quad (2-13)$$

$$Q = \frac{ngl_n^2}{2} \quad (2-14)$$

Đối với mặt cắt giữa:

$$M = \frac{ngl_n^2}{24} \quad (2-15)$$

$$Q = 0 \quad (2-16)$$

trong đó: g - tải trọng phân bố của tĩnh tải.

2.2.2.2.3. Tính lực dọc trục

Nếu như các gối di động là lý tưởng, tức là dầm hoàn toàn tự do chuyển vị dọc thì sẽ không phát sinh lực dọc do nhiệt độ thay đổi hay co ngót và từ biến của bê tông. Tuy vậy, trên thực tế khi dùng các gối con lăn thì giữa đáy dầm và gối sẽ phát sinh ma sát chống lại sự co hoặc giãn của dầm, còn khi dùng gối cao su phân lớp thì lực này chính là lực cắt ở gối. Nếu dầm nằm trên độ dốc thì sẽ phát sinh lực dọc nén nếu bố trí gối di động ở cuối dốc

và ngược lại. Do đó dưới tác dụng của nhiệt độ thay đổi và ảnh hưởng của từ biến, co ngót trong các mối nối kiểu liên tục nhiệt đều phát sinh lực dọc trục.

Các nhân tố quyết định trị số lực dọc trục:

- Mức độ biến thiên nhiệt độ.
- Mức độ co và từ biến.
- Biến dạng của trụ (trụ cứng hoặc trụ mềm).
- Vị trí gối cố định, số lượng và loại gối di động.
- Vị trí của mối nối liên tục nhiệt.

Trong chuỗi có khẩu độ nhịp khác nhau và các loại gối khác nhau, mặt cắt cố định xác định như trọng tâm của các thành phần phản lực gối nằm ngang lấy giá trị tuyệt đối do tải trọng gây ra.

$$U = \frac{\sum_{i=1}^k |S_i|}{\sum_{i=1}^k |f_i A_i|} \quad (2.17)$$

trong đó:

$\sum_{i=1}^k |S_i|$ - mômen tĩnh của các thành phần phản lực gối nằm ngang, lấy giá trị tuyệt đối do tĩnh tải đối với đầu chuỗi.

$\sum_{i=1}^f f_i A_i$ - tổng giá trị tuyệt đối các thành phần phản lực nằm ngang của gối do tĩnh tải của tất cả kết cấu nhịp trong chuỗi.

k- số gối di động trong chuỗi kết cấu nhịp.

a) Trường hợp trụ cứng với mọi loại gối, không kể gối cao su phân lớp

Lực dọc trục N_t phát sinh trong liên kết chốt do tác dụng của nhiệt độ được tính bằng tổng lực ma sát ở tất cả các gối di động ở phía đầu chuỗi gần nhất.

$$N_t = \sum_{i=1}^f f_i A_i \quad (2.18)$$

trong đó:

f_i - hệ số ma sát lấy như sau: Đối với gối con lăn $f = 0,05$; gối tiếp tuyến $f = 0,5$; gối phân lớp liên hợp $f = 0,02 - 0,07$.

f - số lượng gối di động trong chuỗi, tính từ nút đang xét đến phía đầu chuỗi gần nhất.

A_i - phản lực gối do tĩnh tải tính toán.

b) Trường hợp dùng gối cao su phân lớp

Lực dọc trục ở cấu kiện nối khi dùng gối cao su phân lớp lấy bằng tổng lực cắt ở các gối di động phía đầu chuỗi gần nhất và xác định theo công thức:

$$N_i = \sum_{i=1}^f \Delta i \left(\frac{F_p G_p}{h_p} \right) i \quad (2-19)$$

trong đó:

Δi : chuyển vị dọc ở mỗi gối trong chuỗi kết cấu nhịp đối với gối cố định hoặc mặt cắt của chuỗi (cm) tính theo độ chênh lệch giữa trị số nhiệt độ dương và âm và nhiệt độ khi nối chuỗi (cm).

F_p : diện tích của gối trên mặt bằng (cm²).

h_p : tổng chiều dày các lớp cao su của gối (cm).

G_p : mô đun chống cắt của cao su, lấy bằng:

8 kG/cm² trong khoảng nhiệt độ từ 20°C đến - 10°C.

10 kG/cm² khi nhiệt độ - 30°C.

13 kG/cm² khi nhiệt độ - 40°C.

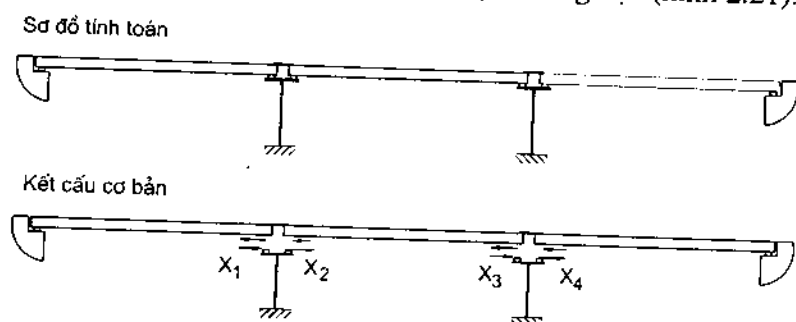
Chú ý rằng khi nhiệt độ giảm sẽ gây cho bản nối chịu kéo, khi nhiệt độ tăng bản nối chịu nén. Nếu trong chuỗi có loại gối khác nhau, nội lực dọc trong cấu kiện nối, lấy tổng các nội lực phát sinh ở từng loại gối.

c) Do lực hãm

Nội lực dọc trục liên kết chốt phát sinh do lực hãm gây ra khi trụ cứng thì lấy bằng lực hãm của tải trọng đặt giữa mặt cắt đang xét đến đầu chuỗi di động.

d) Trường hợp trụ mềm

Khi kết cấu nhịp đặt trên trụ mềm, nội lực dọc ở liên kết chốt, do tác dụng của thay đổi nhiệt độ, của lực hãm, của lực động đất xác định bằng tính toán hệ thống kết cấu nhịp - trụ theo phương pháp thông thường, tính cầu trên trụ mềm. Kết cấu cơ bản để tính cầu có kết cấu nhịp liên tục nhiệt trên trụ mềm có được bằng cách tháo bỏ các liên kết nằm ngang ở gối hoặc liên kết chốt và thay thế vào đấy bằng các ẩn lực thừa, lực hướng dọc (hình 2.21).



Hình 2.21. Sơ đồ tính kết cấu nhịp liên tục nhiệt dùng gối cao su phân lớp trên trụ dẻo

Khi kết cấu nhịp dựa trên gối cao su phân lớp, tốt nhất nên dùng kết cấu cơ bản tháo bỏ liên kết ở mức gối. Nếu cầu có một số chuỗi kết cấu nhịp liên tục nhiệt thì chỉ tính một chuỗi mà không xét ảnh hưởng của những chuỗi bên cạnh đến trạng thái ứng suất của nó.

e) Trường hợp cầu đặt trên độ dốc

Trong kết cấu nhịp đặt trên độ dốc, cần tính nội lực phát sinh trong bản nối do phản lực của trọng lực trọng lượng bản thân kết cấu nhịp theo hướng dốc dọc gây ra.

$$N_y = \sum_{j=1}^n P_j \cdot i \quad (2-20)$$

trong đó:

P_j - trọng lượng của kết cấu nhịp

i - độ dốc dọc của kết cấu nhịp

n - số lượng khẩu độ tính toán từ nút đang xét đến đầu chuỗi di động gần nhất.

2.2.3. Tính toán kết cấu liên tục nhiệt theo quy trình AASHTO

Mục đích của tính toán này nhằm kiểm soát chống nứt bản BTCT mặt cầu tại điểm nối liên tục và điều kiện phá hoại do mỏi đối với cốt thép bản mặt cầu theo phương pháp quy trình AASHTO.

Trong quy trình AASHTO đã nêu: đối với các kết cấu chịu uốn thiết kế theo hệ số tải trọng và cường độ bằng phương pháp thiết kế cường độ, các ứng suất do tải trọng sử dụng phải hạn chế để thỏa mãn các yêu cầu về mỏi theo điều 8.16.8.3 và phân bố cốt thép trong điều 8.16.8.4. Tức là khi nghiên cứu các giới hạn ứng suất mỏi phải đảm bảo phạm vi giữa một ứng suất kéo lớn nhất và ứng suất nhỏ nhất trong cốt thép thẳng do hoạt tải cộng lực xung kích của tải trọng sử dụng không được vượt quá:

$$F_t = 144,790 - 0,33f_{min} + 55,12 (r/h).$$

trong đó:

F_t : phạm vi ứng suất (kG/cm^2).

f_{min} : mức độ ứng suất tối thiểu đại số, lực kéo là dương, lực nén là âm (kG/cm^2).

r/h : tỷ số bán kính cong chuyển tiếp r và chiều cao h của phần lồi; khi không biết giá trị thực, sử dụng tỷ số $r/h = 0,3$.

Ngoài ra, trong tổ hợp tải trọng có xét hệ số tải trọng 0,75 để đưa vào kiểm toán tiết diện.

Kết quả tính toán cho thấy tổ hợp tải trọng có xét mỏi là tổ hợp khống chế thiết kế. Căn cứ vào các kết luận đưa ra của hiệp hội xi măng Poóclăng PCA là hoàn toàn phù hợp. Trong trường hợp không xét đến điều 8.16.8.3 có thể xét bài toán thông thường nhưng khi kiểm toán tiết diện có thể giảm cường độ chảy của cốt thép f_y xuống còn 50%.

2.3. GIẢI PHÁP CẤU TẠO VÀ PHƯƠNG PHÁP TÍNH KẾT CẤU NHỊP LIÊN TỤC THEO PHƯƠNG PHÁP DẦM NGANG LIÊN KHỐI

2.3.1. Giải pháp cấu tạo kết cấu nhịp

2.3.1.1. Khái niệm chung

Liên tục hoá kết cấu nhịp là kết cấu được tạo ra bằng cách nối kết cấu nhịp dầm giản đơn với nhau, sao cho dưới tác dụng của lực dọc, nhiệt độ, tĩnh tải phần II và hoạt tải cầu làm việc như hệ dầm liên tục.

Cầu đường ô tô liên tục với dầm dự ứng lực đúc sẵn đã được xây dựng ở nhiều quốc gia. Để đạt được tính liên tục trong xây dựng cầu có sử dụng nhịp giản đơn dự ứng lực đúc sẵn đòi hỏi phải tiến hành những xem xét về mặt thiết kế bao gồm cả những ảnh hưởng biến dạng do từ biến và co ngót. Việc nối các dầm giản đơn thành hệ liên tục có các ưu điểm sau:

- Giảm số lượng khe co giãn trên cầu, nâng cao chất lượng xe chạy, khắc phục được tiếng ồn tại vị trí các khe co giãn, bớt được chi phí bảo dưỡng các khe nối bản mặt cầu và hệ thoát nước kết cấu dưới.

- Khai thác được các ưu điểm của kết cấu nhịp liên tục là giảm được mômen uốn ở giữa nhịp (mômen dương) do có mômen âm xuất hiện ở khu vực gối cầu (mômen âm). Mômen âm tại gối nhỏ so với hệ liên tục thuần túy khác vì chỉ do tĩnh tải II và hoạt tải. Kết quả việc thiết kế hệ liên tục cho phép giảm từ 5% đến 15% dự ứng lực cần thiết so với thiết kế nhịp giản đơn. Đối với cầu có khẩu độ nhịp ngắn hơn sẽ giảm được nhiều hơn khi mômen do hoạt tải có tính hệ số xung kích chiếm phần lớn trong tổng thể mômen thiết kế. Như vậy, ưu điểm về mặt kết cấu của việc nối các dầm giản đơn thành hệ liên tục là giảm mômen dương so với dầm giản đơn đồng thời giảm mômen âm so với hệ dầm liên tục. Với các ưu điểm trên, việc bố trí cốt thép chủ trong dầm cũng đơn giản hơn so với hệ liên tục.

Do tính kinh tế trong kết cấu liên tục và giảm các chi tiết nối bản, nên nó có ý nghĩa kinh tế nhất định trong xây dựng và khai thác công trình cầu hiện nay nhờ phát huy được tính định hình hoá và tiêu chuẩn hoá cả về thiết kế lẫn công nghệ thi công dầm như:

- + Công xưởng hoá.
- + Tính dễ lắp ráp.
- + Đơn giản trong thi công, phù hợp với trình độ công nghệ trong nước.

Tuy nhiên nó cũng có nhược điểm:

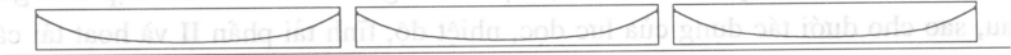
- + Chiều rộng khe biến dạng tại đầu mỗi liên lớn.
- + Có sự khác biệt nhiều so với trụ dầm giản đơn.
- + Lực tác dụng trên trụ đặt gối cố định lớn.

2.3.1.2. Giải pháp cấu tạo liên tục hoá

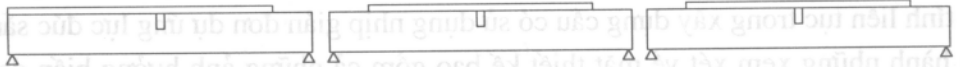
2.3.1.2.1. Giải pháp thứ nhất

a) Sơ đồ nối liên tục:

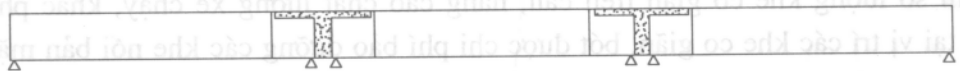
Kết cấu nhịp được nối liên tục bằng cốt thép thường theo phương dọc cầu thông qua dầm ngang và kết cấu gối trên trụ là hệ 2 gối.



Bước 1: Đúc dầm và lắp đặt cốt thép DUL.

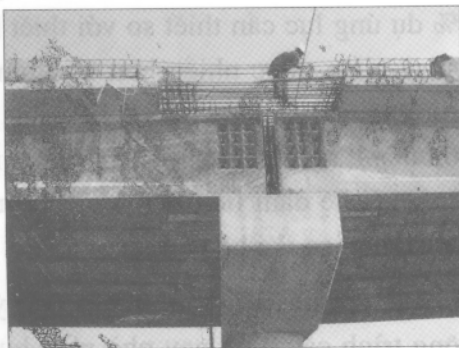


Bước 2: Lắp đặt dầm và đổ bê tông bản mặt cầu.



Bước 3: Đổ bê tông dầm ngang và căng kéo DUL

Hình 2.22. Trình tự xây dựng theo giải pháp thứ nhất - nối cốt thép thường theo phương dọc cầu thông qua dầm ngang



Hình 2.23. Nối liên tục 133m tại cầu dân cầu Kiên

b) Một số yêu cầu

Trong sơ đồ trên, phần cốt thép chịu mômen âm được bố trí hoàn toàn trên bản BTCT mặt cầu, phần cốt thép chịu mômen dương được bố trí trên dầm ngang, các cấu tạo trên phải đảm bảo các yêu cầu sau:

- + Tất cả các cốt thép chịu kéo phải bố trí trong phạm vi chiều rộng có hiệu.
- + Dầm ngang liên kết phải được dự ứng lực ngang đảm bảo dầm ngang và dầm chủ liên kết với nhau. Trị số ứng suất tối thiểu bằng 10kg/cm^2 cho trường hợp căng trước và 15kg/cm^2 cho trường hợp căng sau trên bê tông.

+ Cáp dự ứng lực trong dầm ngang phải phân bố đều trong phạm vi tiết diện dầm ngang, các gối cầu phải dùng hệ gối đàn hồi (cao su), đường kính cốt thép thường của dầm ngang không lớn hơn D25.

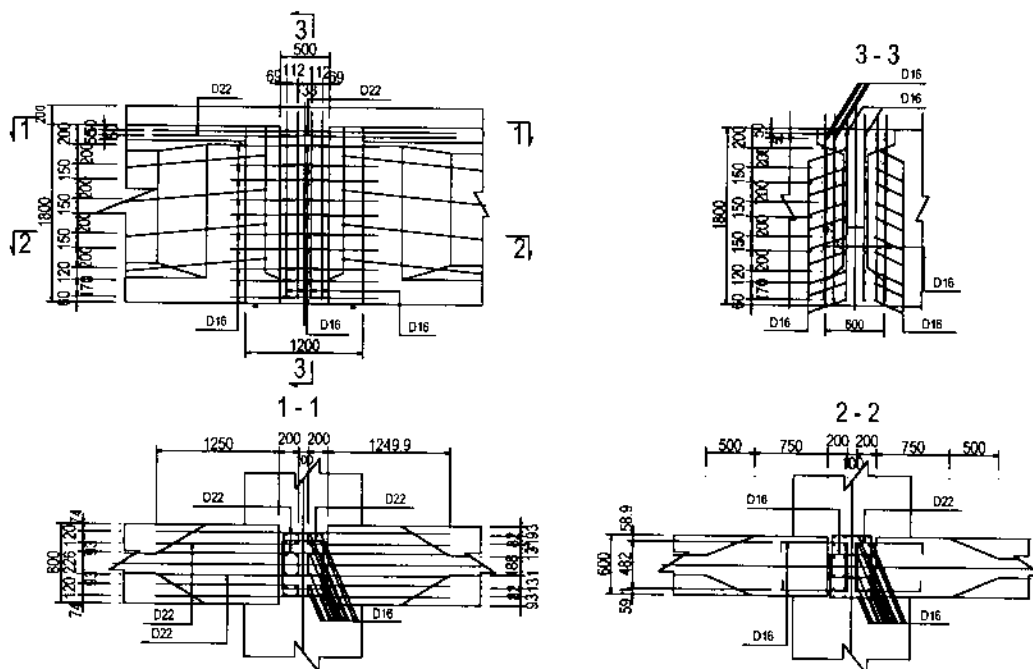
Hình 2.23 và hình 2.24 thể hiện bố trí cốt thép thường trên dầm ngang đầu dầm I33m được nối liên tục.

a) Sơ đồ nối liên tục

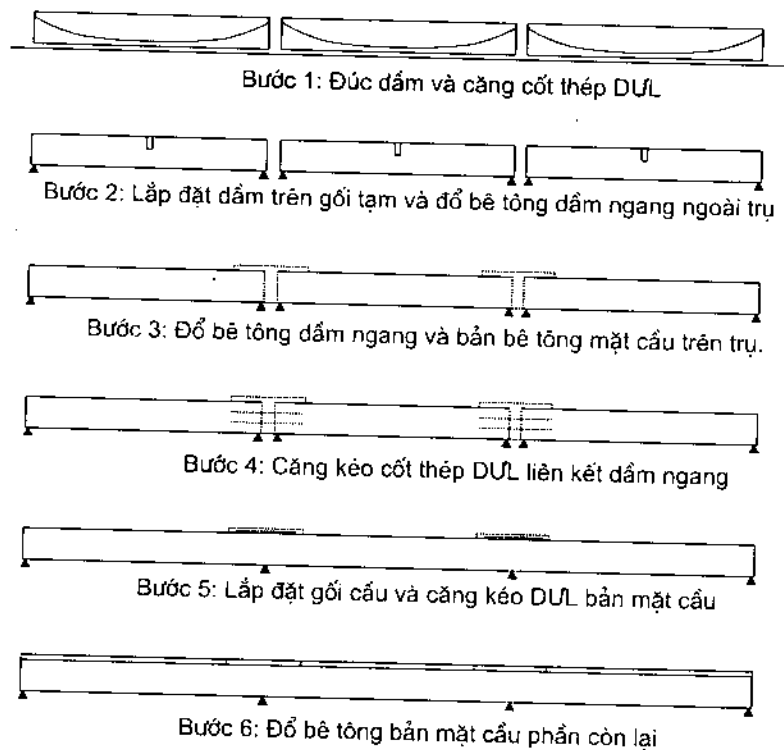
Kết cấu nhịp được nối liên tục bằng cốt thép dự ứng lực (hoặc cốt thép thường) theo phương dọc cầu thông qua dầm chủ và kết cấu gối trên trụ được đưa về 1 gối.

Nối liên tục kết cấu nhịp bằng cốt thép dự ứng lực (hoặc cốt thép thường) theo phương dọc cầu thông qua dầm chủ.

Trong quy trình AASHTO - 96 của Mỹ cũng nêu ra vấn đề nối kết cấu nhịp giản đơn thành hệ liên tục. Khi đó tính chất liên tục về mặt kết cấu được giả định trong lúc tính toán mômen tổ hợp tĩnh tải, hoạt tải và lực xung kích, phải xét đến ảnh hưởng của từ biến, co ngót và nhiệt độ trong thiết kế các cầu cho các dầm ứng suất trước đúc sẵn nhịp giản đơn.



Hình 2.24. Bố trí cốt thép thường trên dầm ngang đầu dầm $l = 33m$

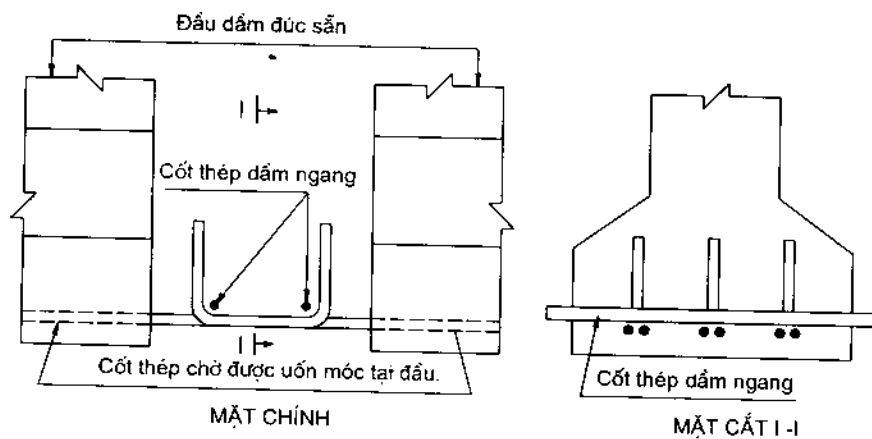


Hình 2.25. Trình tự theo giải pháp thứ hai DƯL theo phương dọc cầu thông qua dầm chủ

Cốt thép chịu mômen dương tại trụ

Mômen kháng dương là khả năng chịu lực của tiết diện vùng gối nhằm đảm bảo chịu được mômen dương xuất hiện tại thõa dưới tiết diện vùng gối do co ngót, từ biến và lực dự ứng lực trong dầm chủ.

Tập san của Phòng Phát triển PCA về vấn đề này đã đưa ra các chi tiết liên kết khác nhau để chống lại mômen dương đã tính. Các chi tiết được coi là phù hợp nhất được chỉ ra ở hình 2.26.



Hình 2.26: Chi tiết mối nối mômen kháng dương

Các thanh đầu móc chủ yếu được uốn theo góc vuông và phần nhô ra tương đối ngắn được sử dụng để tạo khung lưới thép trên chiều rộng của dầm ngang. Các thử nghiệm kiểm tra về độ mỏi đã chỉ ra rằng: Với phạm vi ứng suất khoảng 20000 psi phần lớn thanh liên kết thường hỏng sau khoảng 670000 lần đặt tải, thanh này gãy giòn tại khuỷu của móc. Để tránh dạng phá hoại này, ứng suất do hoạt tải cộng với lực xung kích trong các thanh tại những điểm bắt đầu uốn cong phải được giới hạn trong khoảng 50% của cường độ mỏi.

Cốt thép chịu mômen âm

Người ta nhận thấy rằng chiều cao của vùng chịu nén thường nhỏ hơn chiều dày bản cánh. Vì lý do này ta có thể xác định số lượng cốt thép.

2.3.2. Phương pháp tính toán kết cấu nhịp liên tục hoá từ kết cấu dầm giản đơn nhiều nhịp

Phương pháp tính toán dầm liên tục hoá từ các dầm giản đơn nhiều nhịp thực chất giống như tính toán thiết kế một hệ dầm liên tục thông thường khác nhưng có xét đến trình tự thi công ảnh hưởng đến phân bố ứng suất trong kết cấu.

Giai đoạn I kết cấu chịu lực theo sơ đồ dầm giản đơn bao gồm tĩnh tải dầm chủ và một phần tĩnh tải bản BTCT đổ tại chỗ.

Giai đoạn II chịu lực theo sơ đồ dầm liên tục bao gồm tĩnh tải phần II toàn bộ hoạt tải.

Trong mục 9.7.2 AASHTO có nêu các vấn đề của cầu gồm có các dầm ứng suất trước đúc sẵn được nối liên tục lại là phải được xét đến ảnh hưởng của từ biến và co ngót khi xét tính chất liên tục của hệ kết cấu. Các vấn đề cần được nghiên cứu bao gồm:

- Mômen dương tại trụ.
- Mômen âm và ứng suất nén trong dầm tại vị trí trụ.

2.3.2.1. Mômen dương tại trụ

Trong thiết kế phải bố trí để mômen dương có thể khai triển trong vùng mômen âm do các ảnh hưởng tổ hợp của từ biến và co ngót trong các dầm và bản mặt cầu, do các ảnh hưởng của hoạt tải có xét lực xung kích trong nhịp ở xa. Phải xét độ co ngót và đàn hồi của trụ nếu chúng đáng kể. Cốt thép mômen dương không ứng suất trước tại trụ có thể tính toán với một ứng suất làm việc bằng 0,6 lần cường độ chảy nhưng không vượt quá 36psi.

2.3.2.2. Cốt thép mômen âm

Khi thanh dầm làm việc như một nhịp giản đơn chịu hầu hết các mômen tĩnh tải thì các mômen âm thiết kế trên trụ là do hoạt tải có xét lực xung kích và tĩnh tải phần II. Phương pháp thiết kế cốt thép chịu mômen âm nên dùng trạng thái giới hạn với hệ số tải trọng cho hoạt tải là 2,5 và tĩnh tải là 1,5.

Ảnh hưởng của lực nén trước ban đầu do lực căng kéo ở dầm đúc sẵn có thể được bỏ qua trong khi tính toán mômen âm của trạng thái giới hạn nếu như ứng suất nén trước tối đa nhỏ hơn $0,5 f_s$ và cốt thép liên tục nhỏ hơn 1,5%.

2.3.2.3. Ứng suất nén trong dầm tại các trụ

Ứng suất nén lớn có thể xảy ra do sự cộng tác dụng các ứng suất gây ra bởi dự ứng lực và uốn do hoạt tải âm trên các trụ đỡ. Một số các nghiên cứu đã chỉ ra những ứng suất này không ảnh hưởng đến cường độ giới hạn do:

- Ứng suất được giảm qua các biến dạng không đàn hồi.
- Nén toàn phần không xảy ra ở các đầu dầm dưới tác dụng của bó cáp trên chiều dài truyền lực.
- Các dầm ngang làm tăng khả năng chịu lực ở khu vực này.

Hơn nữa ảnh hưởng của mômen âm do hoạt tải có xét hệ số xung kích được giảm bớt do mômen kháng dương và do từ biến. Tuy nhiên, lực nén trước có thể giảm bằng cách tăng trọng tâm của bó cáp hoặc bao bọc một số bó cáp ở đầu dầm (đối với kết cấu căng trước).

2.3.3. Nhận xét về kết cấu liên tục hoá

Đối với các cầu đường ô tô và thành phố, yêu cầu vượt khẩu độ lớn cũng như các cầu có yêu cầu đặc biệt về tải trọng nên nghiên cứu phương án nối liên tục hoá nhằm khai thác được tính liên tục của kết cấu khi chịu tĩnh tải phần II và hoạt tải.

Việc sử dụng mômen tại vị trí gối trong trường hợp này đơn giản hơn nhiều so với trường hợp nối liên tục trên đà giáo, mômen âm trên trụ do toàn bộ tĩnh và hoạt tải gây ra. Tuy nhiên nối liên tục hoá có nhược điểm phải giải quyết các mômen kháng dương, kháng âm gây ra do co ngót, từ biến và lực dự ứng lực trong dầm chủ.

Trong quá trình thiết kế sửa chữa cầu yếu, cầu cũ khe co giãn bị bong bật nên đề xuất phương án liên tục hoá theo giải pháp thứ nhất: nối liên tục thông qua dầm ngang.

2.4. GIẢI PHÁP CẤU TẠO VÀ PHƯƠNG PHÁP TÍNH KẾT CẤU NHỊP LIÊN TỤC HOÁ THEO PHƯƠNG PHÁP DẦM NGANG HẲNG

2.4.1. Giới thiệu chung phương pháp

Phương pháp dầm ngang hằng là phương pháp sử dụng phổ biến tại Anh và các nước châu Âu. Phương pháp này phức tạp hơn các phương pháp khác. Ngoài ra nó đạt được hầu hết các ưu điểm của liên tục hoá, bao gồm cả khả năng phù hợp với đường cong bằng và đứng.

Thành phần chủ yếu của phương pháp này là dầm ngang liên khối có kích thước rộng, bằng BTCT đổ tại chỗ, kết hợp với hệ giá đỡ dầm chủ khi thi công và hệ đà giáo đổ bê tông dầm ngang kê trên hệ móng trụ. Dầm ngang bản rộng đem lại các ưu điểm sau:

- Dầm chủ đúc sẵn các nhịp thường không vượt quá chiều dài 33m (trong điều kiện nước ta) do giới hạn khả năng vận chuyển thông thường. Với dầm ngang bản rộng đến 5m và

10m ngàm của dầm chủ vào trong dầm ngang, chiều dài nhịp liên tục có thể nâng lên đến 36m. Cốt thép tại đuôi dầm chủ dùng để liên kết giữa dầm chủ và dầm ngang có thể sử dụng bộ nối ren để phù hợp với điều kiện vận chuyển.

- Hoàn toàn đáp ứng được các đường cong bằng thông qua thay đổi chiều rộng của dầm ngang hình thành dạng hình thang trên mặt bằng. Điều này cho phép vượt qua những hạn chế cho những dầm giản đơn nằm trên đường cong, và cho phép áp dụng định hình hoá dầm chủ, chiều dài thay đổi theo đường cong được xử lý bằng bề rộng của dầm ngang bản rộng đổ tại chỗ.

- Đường cong đúng được giảm xuống áp dụng tạo độ cong đúng của bề mặt trên và dưới của dầm ngang bản rộng.

- Phương pháp này chỉ sử dụng một hàng gối tại vị trí tâm trụ. Điều này dẫn đến giảm được một nửa số gối nếu dùng dầm giản đơn.

- Trụ có chiều dày nhỏ hơn, không chỉ do có một hàng gối, mà còn do tác dụng của tĩnh tải và hoạt tải lệch tâm khi bố trí hai hàng gối không còn.

- Không cần thân trụ hoặc xà mũ trụ có chiều rộng bằng chiều rộng kết cấu nhịp. Dầm ngang liền khối của kết cấu nhịp có thể bố trí cốt thép bên trên hoặc dự ứng lực ngang, cho phép mặt cầu hẫng khỏi thân trụ. Kết quả là có thể sử dụng loại trụ thân cột giảm được đáng kể chiếm dụng dưới cầu.

2.4.2. Giải pháp cấu tạo

2.4.2.1. Chức năng của dầm ngang đầu dầm

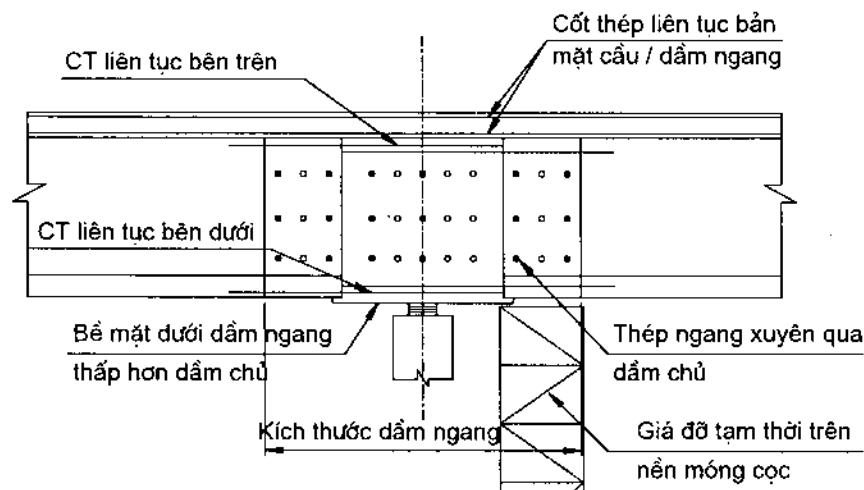
Khi kết cấu nhịp được thi công từ các dầm BTCT DƯL giản đơn đúc sẵn liên hợp với bản bê tông mặt cầu đổ tại chỗ, dầm ngang thông thường bố trí tại đầu chủ và tại vị trí giữa nhịp. Trong một số trường hợp, dầm ngang còn được bố trí tại vị trí 1/4 khẩu độ. Dầm ngang đóng vai trò quan trọng trong việc phân phối mômen giữa các dầm chủ, và bảo đảm cho kết cấu nhịp làm việc như một thể thống nhất. Dầm ngang đầu dầm còn có vai trò như dầm kích khi muốn thay gối cầu.

Trong kết cấu nhịp cầu dùng BTCT DƯL liên tục hoá, dầm ngang đầu dầm có chức năng là mối nối đảm bảo để kết cấu trở thành liên tục khi chịu hoạt tải và tĩnh tải giai đoạn II. Như vậy dầm ngang trở thành một bộ phận kết cấu không thể tách rời của kết cấu nhịp. Tuy theo mức độ liên tục hoá, độ rộng của dầm ngang, sự tách rời của kết cấu nhịp, vị trí đặt gối mà dầm ngang có những chức năng và vai trò khác nhau. Đặc biệt là khi sử dụng DƯL ngang, kết hợp với kết cấu trụ thân hẹp, tại mỗi vị trí trụ cầu chỉ bố trí hai gối, khi đó dầm ngang còn làm việc như xà mũ trụ, và có khả năng chịu mômen uốn, mômen xoắn.

Như vậy ta có thể thấy dầm ngang đóng vai trò quan trọng trong sơ đồ làm việc của kết cấu nhịp dùng dầm BTCT DƯL liên tục hoá. Việc nghiên cứu về các giải pháp cấu tạo,

phương pháp tính toán sẽ giúp chúng ta hiểu rõ hơn bản chất chịu lực, vai trò của dầm ngang trong hệ kết cấu nhịp dạng dầm bản.

2.4.2.2. Cấu tạo mối nối theo phương dọc cầu



Hình 2.27. Cấu tạo theo phương dọc cầu

Hình trên cho thấy chi tiết cấu tạo của mối nối dầm ngang bản rộng. Trước khi liên tục hoá, dầm chủ được kê trên các giá đỡ tạm thời. Giá đỡ này đặt trên nền móng cọc của thân trụ. Sau khi định vị đúng vị trí, lắp dựng hệ đà giáo dùng để đổ bê tông dầm ngang. Chiều sâu dầm chủ ngàm vào dầm ngang khoảng 1m. Khoảng cách giữa hai đầu dầm chủ thay đổi từ 2m ÷ 5m nằm trên đường thẳng. Còn khi cầu nằm trên đường cong bằng thì khoảng cách này thay đổi theo phương ngang cầu. Lưu ý là mặt dưới của dầm ngang có thể thấp hơn đáy dầm chủ để thuận lợi hơn khi đổ bê tông dầm ngang.

Ngoài ra, khi cầu nằm trên đường cong đứng, dầm ngang bản rộng sẽ tạo thuận lợi hơn nhiều để cho việc tạo hình dáng kết cấu phù hợp với hình dạng đường cong đứng. Đồng thời cũng tạo thuận lợi cho việc bố trí cốt thép bản mặt cầu, giảm chênh lệch nhiệt độ dày giữa bản ở giữa nhịp và bản gần khu vực gối do độ võng ban đầu. Như vậy cũng góp phần làm giảm tĩnh tải hệ mặt cầu.

Bê tông đổ dầm ngang là bê tông thường, không có yêu cầu gì quá đặc biệt. Chất lượng bê tông có thể bằng hoặc thấp hơn so với bê tông dầm chủ. Theo AASHTO LRFD thì bê tông loại A cường độ chịu nén 28 ngày là 28MPa đều có thể dùng để đổ bê tông mối nối.

Sau khi thi công mối nối xong, dầm ngang đủ cường độ yêu cầu, dầm ngang được hạ xuống một hàng gối kê trên đỉnh trụ. Kết cấu trở thành liên tục với các tĩnh tải sau, hoạt tải và các tác động thứ cấp. Sau đó thi công nốt phần bản mặt cầu, các chi tiết hoàn thiện khác.

2.4.2.3. Cấu tạo mối nối theo phương ngang cầu

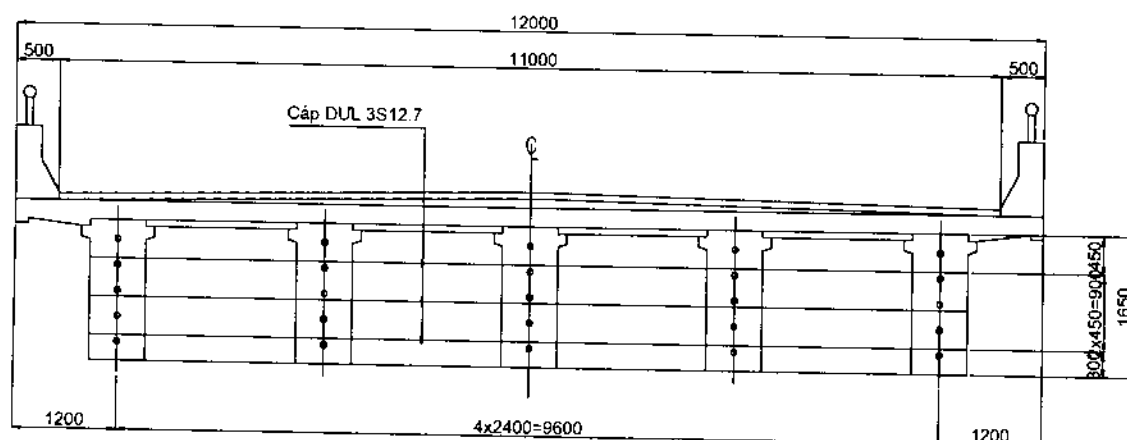
Các dầm chủ được đặt cách đều nhau một khoảng cách nhất định. Bê tông dầm ngang bao bọc cả ba phía của dầm chủ. Liên kết giữa dầm chủ và dầm ngang thông qua lực dính bám bề mặt bê tông. Ngoài ra, để đảm bảo tính toàn khối của mối nối và liên kết giữa dầm chủ và dầm ngang, cốt thép được bố trí xuyên qua thân dầm chủ.

Cốt thép theo phương ngang gồm có cả cốt thép thường và cốt thép DUL. Cốt thép thường bố trí cấu tạo còn cốt thép DUL ngang dùng để liên kết các dầm chủ với dầm ngang. Cốt thép thường và cốt thép DUL đều được bố trí xuyên qua thân dầm chủ và trong phần đổ bê tông mối nối sau này.

Sau khi đổ bê tông mối nối một thời gian, tiến hành căng kéo cốt thép DUL ngang. Cốt thép DUL có thể được tiến hành căng kéo từ một hoặc cả hai đầu. Sau khi căng kéo, đổ bê tông bao bọc và bảo vệ mấu neo, hoàn thiện bề mặt. Hệ dầm chủ và dầm ngang trở thành một khối thống nhất (monolithic) dưới các tác động bên ngoài.

Khi bố trí gối đỡ dưới từng dầm chủ theo như thông thường thì dầm ngang có vai trò như dầm ngang đầu dầm giản đơn, đó là tạo độ cứng ngang, dầm kích khi cần thay gối...

Nhưng khi bố trí gối cách dầm (hai dầm chủ mới bố trí 1 gối) hoặc khi chỉ bố trí hai gối tại một trụ (dạng kết cấu cột bản) thì cốt thép DUL lúc đó đóng vai trò chịu lực chủ yếu. Khi đó dầm ngang làm việc như một dầm giản đơn gối trên hai đỉnh trụ, có hai đầu mút thừa. Dầm ngang lúc này còn cần phải có một độ cứng chống uốn nhất định để đảm bảo ổn định của toàn bộ kết cấu nhịp.



Hình 2.28. Ví dụ cấu tạo bố trí cốt thép theo phương ngang cầu

Cốt thép DUL ngang có thể được bố trí thẳng như ví dụ trên, và cũng có thể bố trí theo sơ đồ chịu lực của dầm ngang theo phương ngang. Gối kê không nhất thiết là đặt ngay dưới dầm chủ, có thể bố trí tại bất kỳ vị trí nào trên dầm ngang sao cho phù hợp nhất về mặt chịu lực.

Tại những nơi thi công cầu vượt, thông thường là các thành phố, thì việc sử dụng có hiệu quả khoảng không gian dưới cầu là việc làm hết sức cần thiết và hữu ích. Giải pháp kết cấu

dầm ngang hằng và trụ dạng cột là một trong những giải pháp đáp ứng được yêu cầu này. Khi đó việc chiếm dụng đất và khoảng không dưới cầu được hạn chế tối thiểu, đặc biệt là khi xây dựng cầu vượt chéo qua đường bên dưới.

2.4.3. Trình tự thi công và sơ đồ tính toán kết cấu nhịp

2.4.3.1. Trình tự thi công

Trong quá trình thi công kết cấu chuyển từ trạng thái chịu lực như dầm giản đơn sang dạng kết cấu dạng liên tục siêu tĩnh. Trình tự thi công chia làm 5 bước như sau:

1. Các dầm BTCT DUL được đổ bê tông, căng kéo cáp DUL tại công xưởng hoặc ngay tại bãi đúc đầu cầu. Sau đó lắp dựng dầm BTCT DUL vào vị trí trên các giá đỡ tạm thời.

2. Bố trí cốt thép chịu mômen âm và mômen dương tại dầm ngang đầu dầm, bố trí cốt thép cấu tạo theo phương ngang cầu và các ống gel để luồn cốt thép DUL ngang. Đổ bê tông dầm ngang đầu dầm và phần bản mặt cầu tại vị trí này.

3. Sau khi bê tông đạt cường độ chuyển từ hai hàng gối về một hàng gối tại chính tim trụ. Nếu trường hợp sử dụng thép DUL ngang thì căng kéo thép DUL ngang trước khi chuyển về một hàng gối. Khi áp dụng kết cấu trụ dạng cột bản thì chỉ có hai gối được lắp trên vị trí đỉnh trụ.

4. Đổ bê tông dầm ngang giữa cầu và bê tông phần còn lại của bản mặt cầu. Nếu sử dụng thép DUL trong liên kết ngang thì sau khi đổ bê tông dầm ngang giữa nhịp đủ cường độ thì tiến hành căng kéo. Thi công lớp áo đường, gờ chắn bánh, lan can...

5. Hoàn thiện kết cấu nhịp. Đưa cầu vào khai thác.

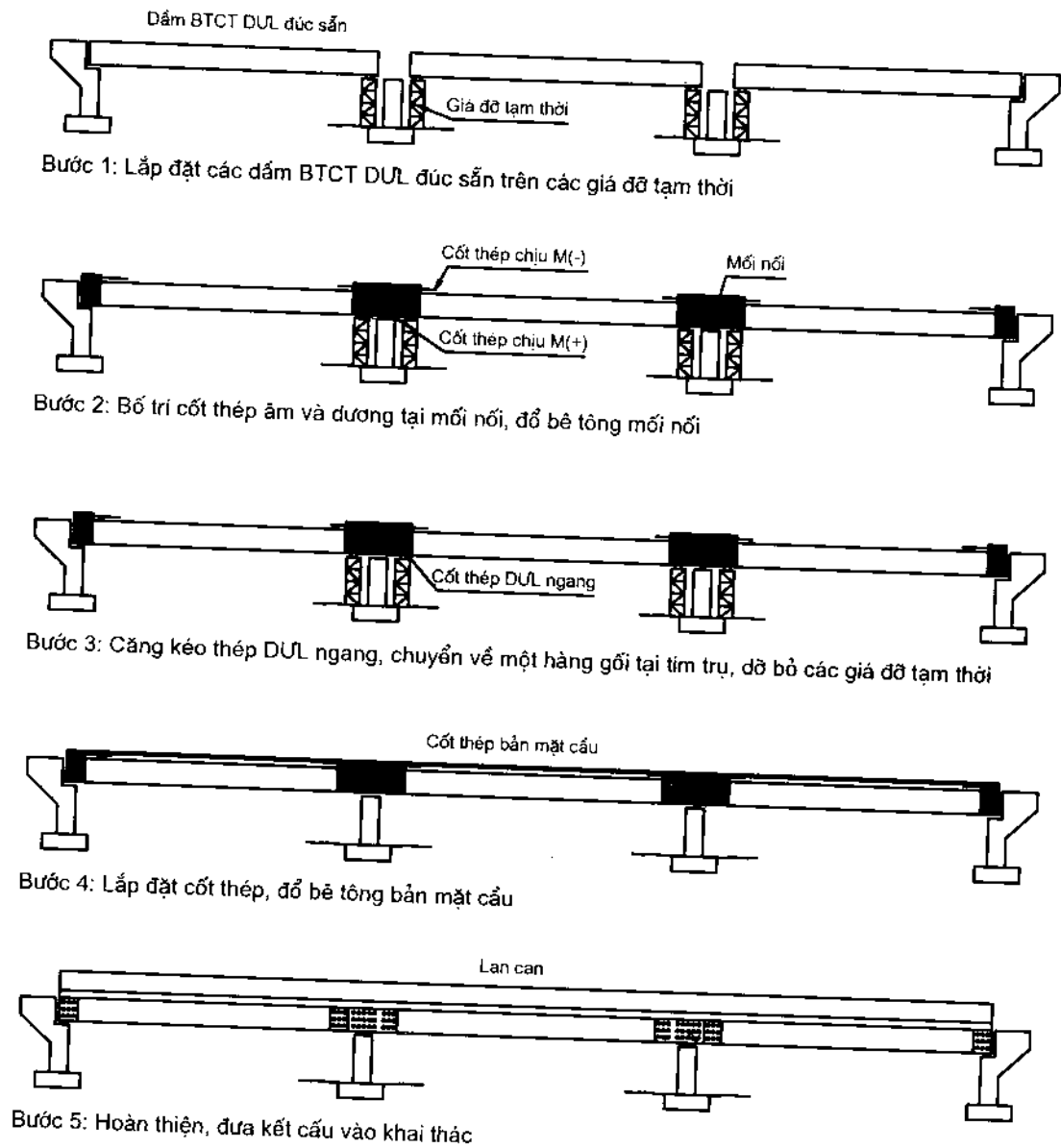
2.4.3.2. Sơ đồ tính toán kết cấu nhịp

Phương pháp tính toán dầm liên tục hoá từ các dầm giản đơn nhiều nhịp thực chất giống như tính toán thiết kế một hệ dầm liên tục thông thường khác nhưng có xét đến trình tự thi công ảnh hưởng đến phân bố ứng suất trong kết cấu. Giai đoạn I kết cấu chịu lực theo sơ đồ dầm giản đơn bao gồm tĩnh tải dầm chủ và một phần tĩnh tải bản BTCT đổ tại chỗ. Giai đoạn II chịu lực theo sơ đồ dầm liên tục bao gồm tĩnh tải phần II toàn bộ hoạt tải. Trong khuôn khổ chuyên đề này không thể xem xét hết được các loại hình kết cấu mà chỉ nêu một trường hợp tính toán kết cấu cho loại hình dầm I BTCT DUL, bản BTCT đổ tại chỗ.

Các giai đoạn chịu lực chủ yếu của kết cấu nhịp như sau:

Giai đoạn 1: từ bước 1 đến bước 2. Khi đó kết cấu nhịp làm việc theo sơ đồ giản đơn dưới tác dụng của tĩnh tải bản thân dầm và tải trọng thi công, DUL ban đầu trong dầm chủ.

Giai đoạn 2: bước 2 đến bước 3. Kết cấu đã liên tục nhưng tính chất làm việc như dầm giản đơn. Thời gian của giai đoạn này không dài, tải trọng tác dụng không thay đổi, do vậy sơ đồ tính toán vẫn là dầm giản đơn.

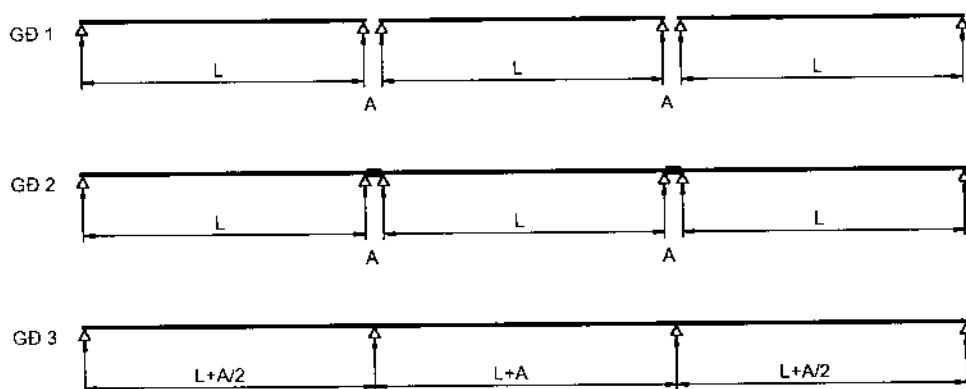


Hình 2.29. Trình tự thi công kết cấu nhịp

Giai đoạn 3: từ bước 4 trở đi. Sau khi chuyển từ hai hàng gối về một hàng gối tại các trụ giữa, kết cấu trở thành siêu tĩnh. Kết cấu làm việc siêu tĩnh với tĩnh tải giai đoạn II như tĩnh tải bản mặt cầu, phần xe chạy, lan can...và hoạt tải khai thác. Ngoài ra còn chịu các tác động thứ cấp như:

- Chênh lệch nhiệt độ thớ trên và thớ dưới.
- Chênh lệch do co ngót của bê tông hai giai đoạn.
- Lún lệch của các gối.
- Từ biến dưới tác dụng của tĩnh tải và tải trọng do DƯL.

Trong mục 9.7.2 AASHTO có nêu về các vấn đề của cầu gồm có các dầm ứng suất trước đúc sẵn được nối liên tục lại phải xét đến ảnh hưởng của từ biến và co ngót khi xét tính chất liên tục của hệ kết cấu.



Hình 2.30. Sơ đồ tính toán kết cấu nhịp theo các giai đoạn chịu lực

2.4.3.3. Trình tự tính toán kết cấu nhịp

Trình tự tính toán có thể được chia thành các bước tương ứng sau:

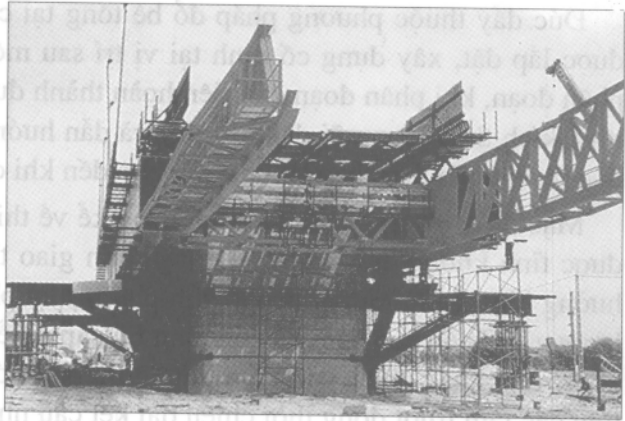
Bước 1: Tính dầm chủ theo các giai đoạn chịu lực.

Bước 2: Tính kết cấu nhịp đã liên tục hoá nhưng vẫn gối trên các gối tạm thời.

Bước 3: Tính kết cấu nhịp đã liên tục hoá chịu tác động của tải trọng và các tác động thứ cấp khác.

Chương 3

CÔNG NGHỆ ĐÚC BÊTÔNG TẠI CHỖ TRÊN ĐÀ GIÁO DI ĐỘNG



3.1. ĐẶC ĐIỂM CHUNG CỦA CÔNG NGHỆ THI CÔNG CẦU BÊTÔNG CỐT THÉP DỰ ỨNG LỰC BẰNG PHƯƠNG PHÁP ĐÀ GIÁO ĐẨY

Do kết hợp được khả năng chịu nén của bê tông với khả năng chịu kéo cao của cốt thép, đặc biệt là cốt thép cường độ cao cùng với ưu điểm dễ dàng tạo mặt cắt kết cấu chịu lực hợp lý và giá thành hạ, từ thế kỷ thứ 19 đến nay kết cấu BTCT và BTCT DUL được áp dụng chủ yếu trong các công trình cầu trên thế giới.

Việc chế tạo kết cấu nhịp được tiến hành theo 2 phương pháp chủ yếu:

Phương pháp đúc sẵn trong công xưởng (hoặc tại công trường).

Phương pháp đổ bê tông tại chỗ.

Đối với kết cấu nhịp cầu được chế tạo theo phương pháp đổ bê tông tại chỗ, tùy theo khẩu độ nhịp, dạng sơ đồ kết cấu, điều kiện địa hình và địa chất công trình mà các nước trên thế giới có thể áp dụng các công nghệ thi công chủ yếu sau:

3.1.1. Công nghệ đổ bê tông tại chỗ trên đà giáo cố định

Đây là công nghệ lâu đời nhất, đại diện điển hình cho phương pháp đổ bê tông tại chỗ. Việc đúc đầm bê tông được tiến hành trong ván khuôn là bộ phận kết cấu được đỡ bằng hệ thống đà giáo cố định dựng tại vị trí mỗi nhịp. Khi thi công kết cấu nhịp tiếp theo thì tất cả các công đoạn tháo lắp bộ ván khuôn và hệ thống đà giáo lại phải tiến hành từ đầu.

Nhược điểm của công nghệ là gây thất hẹp lòng sông, giảm tĩnh không giao thông khi xây dựng và bị chi phối bởi lũ lụt, mặt khác do hệ thống đà giáo được lắp dựng từ trên địa hình tự nhiên do vậy chịu ảnh hưởng, chi phối của địa hình và địa chất khu vực.

Vì vậy, công nghệ này chỉ áp dụng chủ yếu cho các cầu có kết cấu tĩnh định, có tiết diện ngang không phức tạp, bề ngang hẹp với khẩu độ nhịp hợp lý $\leq 35\text{m}$ và cầu ít nhịp.

3.1.2. Công nghệ đổ bê tông tại chỗ theo phương pháp đúc đẩy

Đúc đẩy thuộc phương pháp đổ bê tông tại chỗ, hệ thống ván khuôn và bệ đúc thường được lắp đặt, xây dựng cố định tại vị trí sau mố. Chu trình đúc được tiến hành theo từng phân đoạn, khi phân đoạn đầu tiên hoàn thành được kéo đẩy về phía trước nhờ các hệ thống như: kích thủy lực, mũi dẫn, trụ đẩy và dẫn hướng v.v... đến vị trí mới và bắt đầu tiến hành đúc phân đoạn tiếp theo cứ như vậy cho đến khi đúc hết chiều dài kết cấu nhịp.

Mặc dù công nghệ có ưu điểm đáng kể về thiết bị di chuyển cấu kiện khá đơn giản, tạo được tĩnh không dưới cho các công trình giao thông thủy bộ dưới cầu và không chịu ảnh hưởng lớn của lũ nhưng công trình phụ trợ lại phát sinh nhiều như: bệ đúc, mũi dẫn và trụ đẩy v.v... Chiều cao đầm và số lượng bó cáp nhiều hơn so với đầm thi công bằng công nghệ khác, mặt khác chiều cao đầm không thay đổi để tạo đáy đầm luôn phẳng nhằm đẩy trượt trên các tấm trượt đồng thời chiều dài kết cấu nhịp bị hạn chế do năng lực của hệ thống kéo đẩy. Cầu thi công bằng công nghệ này có kết cấu nhịp liên tục với khẩu độ nhịp lớn nhất hợp lý khoảng từ $35 \div 60\text{m}$. Với công nghệ này khả năng tái sử dụng hệ thống ván khuôn, bệ đúc và phụ trợ cao.

3.1.3. Công nghệ đổ bê tông tại chỗ trên đà giáo di động

Hệ thống đà giáo di động được phát triển từ hệ đà giáo cố định truyền thống. Đối với cầu có kết cấu nhịp dài và điều kiện địa chất, địa hình phức tạp đòi hỏi xem xét về giá thành lắp dựng, tháo lắp hệ thống đà giáo và ván khuôn kết cấu đầm thì việc áp dụng công nghệ này giúp giảm tối đa giá thành lắp dựng và thời gian chu kỳ thi công bằng việc di chuyển toàn bộ hệ thống đà giáo, ván khuôn từ một nhịp đến nhịp tiếp theo.

Công nghệ này thuộc phương pháp đổ bê tông tại chỗ. Sau khi thi công xong một nhịp, toàn bộ hệ thống ván khuôn và đà giáo được lao đẩy tới nhịp tiếp theo và bắt đầu công đoạn thi công như nhịp trước, cứ như vậy theo chiều dọc cầu cho đến khi hoàn thành kết cấu nhịp. Với công nghệ này trong quá trình thi công ta vẫn tạo được tĩnh không dưới cầu cho giao thông thủy bộ, mặt khác không chịu ảnh hưởng của điều kiện địa hình, thủy văn và địa chất khu vực xây dựng cầu. Kết cấu nhịp cầu có thể thực hiện theo sơ đồ chịu lực là dầm đơn giản đơn và liên tục nhiều nhịp với chiều cao đầm có thay đổi hoặc không thay đổi. Chiều dài nhịp thực hiện thuận lợi và hợp lý trong phạm vi từ $35 \div 60\text{ m}$. Số lượng nhịp trong một cầu về nguyên tắc là không hạn chế vì chỉ cần lực đẩy dọc nhỏ và không lũy tiến qua các nhịp. Tuy nhiên các công trình phụ trợ của công nghệ này còn khá cồng kềnh: Dàn đẩy, trụ tạm, mũi dẫn nhưng với tính chất vạn năng của công nghệ có thể cải tiến được nhược điểm này như chế tạo: dàn cứng chuyên dụng dùng cho nhiều nhịp, nhiều kết cấu, kết hợp dàn cứng với mũi dẫn, thân trụ tạm lắp ghép và di chuyển được.

3.1.4. Công nghệ đổ bê tông tại chỗ theo hai phương pháp là đúc hẫng và đúc hẫng cân bằng

Đúc hẫng thực chất thuộc phương pháp đổ bê tông tại chỗ nhưng theo phân đoạn trong ván khuôn di động từng đợt treo đầu xe đúc. Công nghệ này thường áp dụng cho kết cấu có mặt cắt hình hộp với khẩu độ nhịp lớn từ $60 \div 200\text{m}$.

Đặc điểm của công nghệ là việc đúc các đốt dầm theo nguyên tắc cân bằng, sau đó được hợp long bằng các chốt giữa, dầm treo hoặc liên tục hoá, trong quá trình thi công trên mỗi trụ đặt hai xe đúc, mỗi xe di chuyển và đúc một nửa nhịp mỗi bên theo phương dọc cầu. Tùy theo năng lực của mỗi xe mà mỗi phân đoạn đúc có thể dài từ 5-10m và từng đốt sẽ lặp lại công nghệ từ đốt thứ nhất mà chỉ điều chỉnh ván khuôn. Công nghệ đúc hẫng phù hợp trong các trường hợp cầu có khẩu độ nhịp và tĩnh không dưới cầu lớn, với công nghệ này chiều cao dầm và số lượng bó cáp đòi hỏi cao hơn, nhiều hơn so với dầm thi công bằng công nghệ khác nhưng tiến độ thi công nhanh, công trường gọn gàng và thiết bị phục vụ thi công không đòi hỏi đặc biệt.

Bảng 3.1. Tóm tắt đặc điểm chủ yếu các công nghệ

Công nghệ	Khẩu độ nhịp áp dụng hợp lý (m)	Sơ đồ kết cấu áp dụng	Tĩnh không dưới cầu khi thi công	Yếu tố tự nhiên ảnh hưởng đến công nghệ
Đổ bê tông tại chỗ trên đà giáo cố định	≤ 35	Giản đơn	Không đảm bảo	Địa hình, địa chất, thủy văn
Đổ bê tông tại chỗ theo phương pháp đúc đẩy	$35 \div 60$	Liên tục	Đảm bảo	Địa chất
Đổ bê tông tại chỗ trên đà giáo di động	$35 \div 60$	Giản đơn, liên tục	Đảm bảo	-
Đổ bê tông tại chỗ theo phương pháp đúc hẫng và đúc hẫng cân bằng	$60 \div 200$	Liên tục	Đảm bảo	-
Ghi chú: <i>Các yếu tố tự nhiên ảnh hưởng đến công nghệ có nghĩa là điều kiện địa hình, thủy văn và địa chất ảnh hưởng đến việc thực hiện công nghệ hoặc đòi hỏi biện pháp kỹ thuật phụ trợ cho công nghệ làm tăng kinh phí xây dựng công trình.</i>				

Bảng 3.2. Một số cầu đã áp dụng công nghệ thi công đà giáo di động

TT	Tên nước áp dụng	Tên cầu	Tổng chiều dài cầu (m)	Mặt cắt	Chiều dài nhịp lớn nhất (m)
1	2	3	4	5	6
1	Pháp	...	2.410	2 Hộp	50
2	CHLB Đức	Sinn Bridge	880	Hộp đơn	44
3	Thụy Sĩ	Obbola Bridge	976	Cầu đôi, Double - T	42
4	Na Uy	Bergen Bridge	850	Hộp đơn	42
5	Na Uy	Menstad Bridge	880	Hộp đơn	60

Bảng 3.2 (tiếp theo)

1	2	3	4	5	6
6	Bồ Đào Nha	Lisboa - Faro	1.300	Double - T	42.5
7	Bồ Đào Nha	Moita	987	Double - T	35
8	Bỉ	Tainan Interchange	3.000	Hộp đơn	55
9	Trung Quốc	Nacha Bridge	2.300	Hộp đơn	55
10	Hồng Kông	Truen Wan	1.950	Hộp đơn	45
11	Đài Loan	Ta Tu Bridge	2.100	Hộp đơn	55
12	Cộng hoà CZECH	Ring Road Olomouc	1.500	Mặt cắt đặc	45
<i>Ghi chú: Các cầu nêu trên cho các vị trí vượt sông, cầu cạn trên đường sắt, đường bộ.</i>					

3.1.5. Tính năng cơ bản của công nghệ

Với đặc điểm trọng lượng nhẹ, dễ dàng tháo lắp trong quá trình thi công với sự trợ giúp đặc biệt của hệ thống thủy lực, hệ thống nâng hạ hoàn chỉnh. Hệ thống đà giáo di động (MSS - Movable Scaffolding System) có những tính năng nổi bật sau:

- Có khả năng sử dụng lại hệ thống thiết bị từ công trình này đến công trình khác có cùng quy mô. Tất nhiên là có sự thay đổi một phần hệ thống ván khuôn cho phù hợp với mặt cắt kết cấu nhịp.

- Dễ dàng áp dụng cho các cầu với các loại sơ đồ kết cấu nhịp và các loại mặt cắt ngang (hộp đơn, hộp kép, Double - T...). Đồng thời được áp dụng cho các loại dầm với chiều dài nhịp từ 18 ÷ 80 m trong đó chiều dài áp dụng hợp lý 35 ÷ 60m.

- Chiều dài cầu thường được áp dụng từ 500 mét đến vài kilômét. Trong trường hợp chiều dài cầu lớn hơn, có thể triển khai thi công nhiều mũi bằng việc bố trí thêm nhiều hệ thống MSS.

- Thời gian chu trình thi công một nhịp thông thường: 7 ÷ 9 ngày.

- Có khả năng áp dụng cho các cầu nằm trên đường cong với bán kính nhỏ nhất

$$R_{\min} = 250\text{m.}$$

- Độ dốc dọc lớn nhất của cầu: $i_{\max} = 5\%$.

- Độ dốc ngang lớn nhất: $i_{\max} = \pm 5\%$.

- Độ võng lớn nhất của hệ thống MSS: $1/400$.

3.2. CÁC LOẠI HÌNH CỦA CÔNG NGHỆ VÀ CHU TRÌNH HOẠT ĐỘNG

Khi áp dụng công nghệ thi công cầu BTCT DƯL đúc trên đà giáo di động, đối với mọi loại hình của công nghệ đòi hỏi được thực hiện trên cơ sở nguyên tắc chung nhất về sơ đồ kết cấu và các chu trình chung thực hiện công nghệ như sau:

Sơ đồ kết cấu:

1. Chiều dài nhịp biên bằng 0,8 chiều dài nhịp giữa (0,8L).
2. Chiều dài mút thừa đoạn đúc bằng 0,2 chiều dài nhịp giữa (0,2L).

Trên cơ sở khảo sát công nghệ thi công dầm BTCT DƯL đúc trên đà giáo di động các hãng của CHLB Đức và Na Uy đã thâm nhập vào Việt Nam, dựa trên việc bố trí cao độ của hệ thống MSS so với cao độ kết cấu hệ ván khuôn, công nghệ được chia làm 3 loại:

- Hệ thống MSS loại chạy dưới.
- Hệ thống MSS loại chạy giữa.
- Hệ thống MSS loại chạy trên.

3.2.1. Hệ thống MSS loại chạy dưới

3.2.1.1. Bố trí hệ thống

Hệ dầm chính được bố trí dưới hệ ván khuôn và các kết cấu phụ trợ của chúng. Để di chuyển hệ thống lên phía trước và hệ thống có thể qua được vị trí trụ nên hệ ván khuôn được chia thành 2 nửa dọc theo tim kết cấu nhịp. Hai nửa này sẽ cùng di chuyển theo phương ngang cầu cùng với hệ dầm chính bằng hệ bàn trượt của hệ đỡ công xôn.

Trong trường hợp cần đường để vận chuyển thiết bị, vật liệu trên kết cấu dầm đã được thi công thì khung trên được thiết kế với chiều cao đảm bảo đủ tĩnh không cho các phương tiện vận tải.

3.2.1.2. Chu trình hoạt động

a) Đổ bê tông kết cấu nhịp

Đổ bê tông, bảo dưỡng bê tông kết cấu nhịp. Sau khi bê tông đạt cường độ tiến hành căng kéo thép dự ứng lực.

Hệ dầm chính được hạ thấp xuống bằng các kích chính đặt tại vị trí hệ đỡ công xôn phía trước và hệ treo phía sau (phía trước mối nối thi công) của nhịp dầm vừa thi công.

b) Chuẩn bị lao hệ thống MSS

Tháo dỡ liên kết giữa 2 phần dầm ngang, di chuyển ngang các dầm chính bằng xe goòng trên bệ đỡ công xôn theo hướng xa kết cấu trụ, đến vị trí mà các dầm ngang có thể đi qua vị trí kết cấu trụ.

c) Lao hệ thống MSS

Tiến hành lao các dầm chính đến vị trí đổ bê tông của nhịp tiếp theo bằng hệ thống mô tơ thủy lực hoặc hệ thống thủy lực. Hai dầm chính có thể được di chuyển độc lập hoặc đồng thời đến nhịp tiếp theo.

d) Sàng hệ thống MSS vào vị trí thi công

Hai dầm chính được di chuyển theo phương ngang theo hướng gần trụ bằng xe goòng trên bệ đỡ công xôn, liên kết các hệ thống dầm ngang.

Lắp dựng khung treo tại vị trí phía trước mỗi nối thi công, hệ dầm chính được nâng lên bằng các kích chính đặt tại vị trí hệ đỡ công xôn phía trước (truyền lực xuống kết cấu móng trụ) và hệ treo phía sau của nhịp dầm chuẩn bị được thi công (truyền lực vào sườn của kết cấu dầm).

e) Chuẩn bị đổ bê tông nhịp tiếp theo

Lắp ráp, điều chỉnh hệ ván khuôn ngoài đúng vị trí yêu cầu. Bố trí, lắp dựng cốt thép thường và ống gel kể cả cáp dự ứng lực.

Di chuyển từng phần đoạn ván khuôn trong vào vị trí bằng xe goòng và điều chỉnh hệ ván khuôn bằng các xy lanh thuỷ lực.

3.2.2. Hệ thống MSS loại chạy giữa

3.2.2.1. Bố trí hệ thống

Hệ ván khuôn của kết cấu phần trên được bố trí ở giữa 2 dầm chính của hệ thống MSS. Kết cấu phụ trợ được giữ theo phương ngang bởi hệ dầm chính. Để di chuyển hệ thống MSS lên phía trước, hệ ván khuôn được chia làm 2 nửa riêng biệt dọc theo tim kết cấu nhịp và được di chuyển theo phương ngang theo hướng xa trụ trên dầm đỡ cùng với dầm chính.

Đối với loại hình của công nghệ này thì khoảng không gian cần thiết thực hiện công nghệ nhỏ hơn loại chạy dưới. Trong trường hợp kết cấu dầm đặc thì mặt trong của kết cấu dầm chính có thể đồng thời được sử dụng như là một phần của hệ ván khuôn.

Cũng như loại chạy dưới, trường hợp cần đường vận chuyển thiết bị, vật liệu trên kết cấu dầm đã được thi công thì khung treo được thiết kế với chiều cao đảm bảo đủ tĩnh không cho các phương tiện vận tải.

3.2.2.2. Chu trình hoạt động

a) Đổ bê tông kết cấu nhịp

Đổ bê tông, bảo dưỡng bê tông kết cấu nhịp. Sau khi bê tông đạt cường độ tiến hành căng kéo thép dự ứng lực.

Hệ dầm chính được hạ thấp xuống bằng các kích chính đặt tại vị trí hệ đỡ công xôn phía trước và hệ treo phía sau (phía trước mỗi nối thi công) của nhịp dầm vừa thi công.

b) Chuẩn bị lao hệ thống MSS

Tháo dỡ liên kết giữa 2 phần dầm ngang, di chuyển ngang các dầm chính bằng xe goòng trên bệ đỡ công xôn theo hướng xa kết cấu trụ, đến vị trí mà các dầm ngang có thể đi qua vị trí kết cấu trụ.

c) Lao hệ thống MSS

Tiến hành lao các dầm chính đến vị trí đổ bê tông của nhịp tiếp theo bằng hệ thống mô tơ thủy lực hoặc hệ thống thủy lực. Hai dầm chính có thể được di chuyển độc lập hoặc đồng thời đến nhịp tiếp theo.

d) Sàng hệ thống MSS vào vị trí thi công

Hai dầm chính được di chuyển theo phương ngang theo hướng gần trụ bằng xe goòng trên bộ đỡ công xôn, liên kết các hệ thống dầm ngang.

Lắp dựng khung treo tại vị trí phía trước mỗi nối thi công, hệ dầm chính được nâng lên bằng các kích chính đặt tại vị trí hệ đỡ công xôn phía trước (truyền lực xuống kết cấu móng trụ) và hệ treo phía sau của nhịp dầm chuẩn bị được thi công (truyền lực vào sườn của kết cấu dầm).

e) Chuẩn bị đổ bê tông nhịp tiếp theo

Lắp ráp, điều chỉnh hệ ván khuôn ngoài đúng vị trí yêu cầu. Bố trí, lắp dựng cốt thép thường và ống ghen kể cả cáp dự ứng lực.

Di chuyển từng phân đoạn ván khuôn trong vào vị trí bằng xe goòng và điều chỉnh hệ ván khuôn bằng các xy lanh thủy lực.

3.2.3. Hệ thống MSS loại chạy trên

3.2.3.1. Bố trí hệ thống

Hệ dầm chính được bố trí ở phía trên kết cấu nhịp dầm đã được xây dựng. Hệ ván khuôn được bố trí thành khung bao quanh kết cấu phần trên và kết cấu dầm chính thông qua kết cấu dầm ngang hoặc kết cấu khung.

Để có thể lao dầm qua vị trí trụ, hệ ván khuôn được chia làm 2 nửa tách rời nhau có khả năng di chuyển ra ngoài phạm vi không gian của trụ. Lúc này hệ thống MSS mới có thể bắt đầu lao bằng cách trượt (lăn), trên hệ bàn trượt đặt trên trụ đỡ được liên kết với trụ. Đối với loại hình này của công nghệ, thì yêu cầu tĩnh không dưới cầu được đáp ứng cao. Lợi thế của loại hình này là áp dụng xây dựng những cầu nằm ở vị trí sườn đồi, sườn núi hoặc các cầu nằm trên đường cong bán kính nhỏ. Mặt khác, khu vực làm việc dễ được bảo vệ khỏi ảnh hưởng thời tiết bằng các tấm che mưa.

3.2.3.2. Chu trình hoạt động

a) Đổ bê tông kết cấu nhịp

Đổ bê tông, bảo dưỡng bê tông kết cấu nhịp. Sau khi bê tông đạt cường độ tiến hành căng kéo thép dự ứng lực.

Hệ dầm chính được hạ thấp đặt trên bàn trượt lao dầm bằng các kích chính đặt tại vị trí trụ đỡ trước và sau nhịp dầm đổ bê tông.

b) Chuẩn bị lao hệ thống MSS

Tháo bỏ liên kết hệ ván khuôn với thanh treo cường độ.

Hạ thấp hệ thống ván khuôn, tháo bỏ liên kết giữa 2 phần của hệ và đưa hệ ván khuôn ngoài đến vị trí thấp nhất mà hệ ván khuôn có thể đi qua vị trí kết cấu trụ.

Hệ thống MSS bây giờ đã sẵn sàng chuẩn bị lao.

c) Lao hệ thống MSS

Tiến hành lao các dầm chính đến vị trí đổ bê tông của nhịp tiếp theo bằng hệ thống mô tơ thủy lực hoặc hệ thống thủy lực.

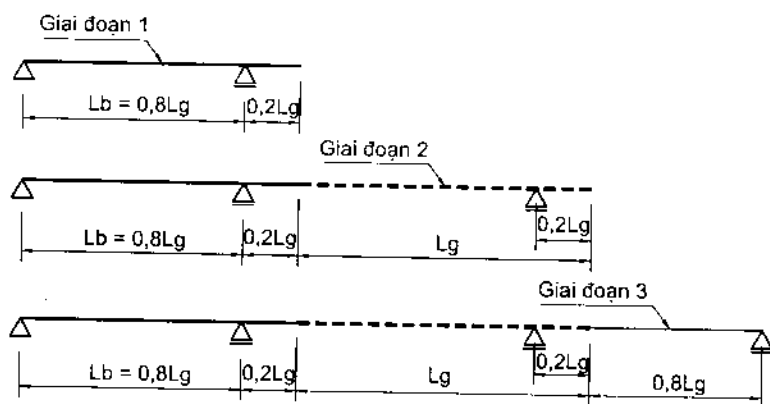
d) Lắp đặt khung treo

Thời điểm này không có trụ đỡ nào tại vị trí đầu dầm chính phía sau. Lắp dựng khung treo tại vị trí phía trước mỗi nối thi công (đầu dầm chính phía sau).

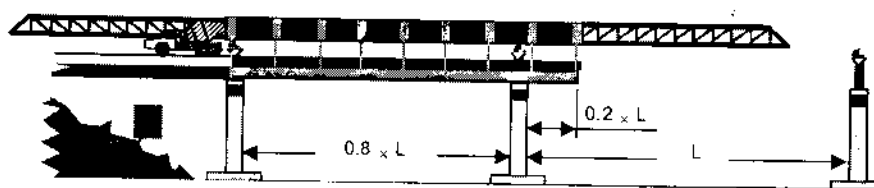
e) Chuẩn bị đổ bê tông nhịp tiếp theo

Ở vị trí đổ bê tông nhịp tiếp theo, hệ ván khuôn được lắp đặt và liên kết vào vị trí thiết kế. Các thanh treo cường độ cao được điều chỉnh.

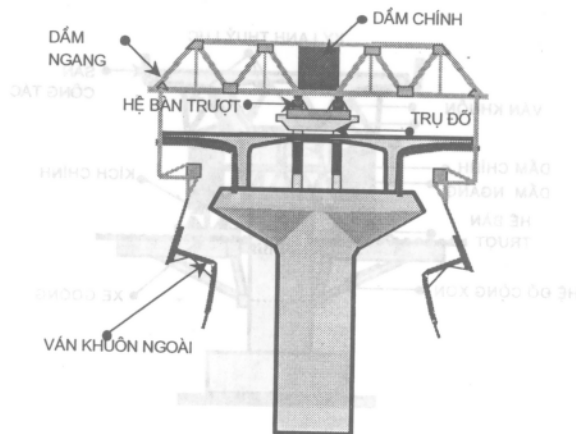
Hệ dầm chính được nâng lên bằng các kích chính đặt tại vị trí đầu dầm chính phía sau và trụ đỡ phía trước đến vị trí đổ bê tông. Bố trí, lắp dựng cốt thép thường và ống gel kể cả cấp dự ứng lực. Di chuyển từng phân đoạn ván khuôn trong vào vị trí bằng xe goòng và điều chỉnh hệ ván khuôn bằng các xylanh thủy lực.



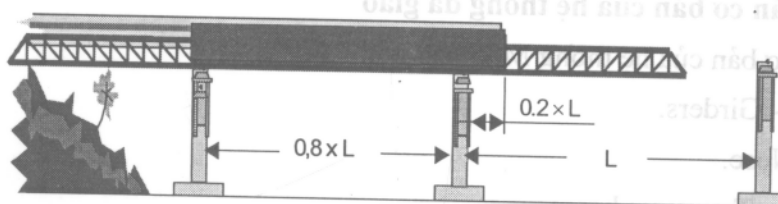
Hình 3.1. Ví dụ một chu trình thi công dầm liên tục 3 nhịp



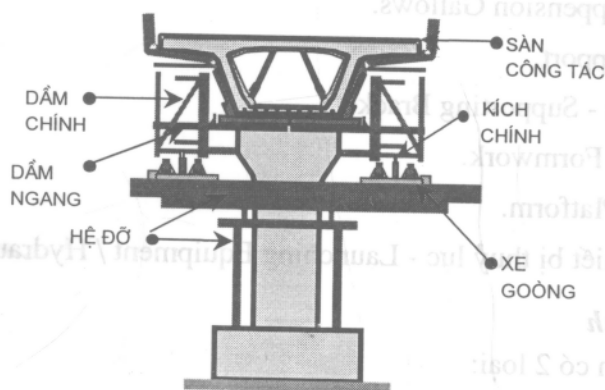
Hình 3.2a. Hệ thống MSS chạy dưới



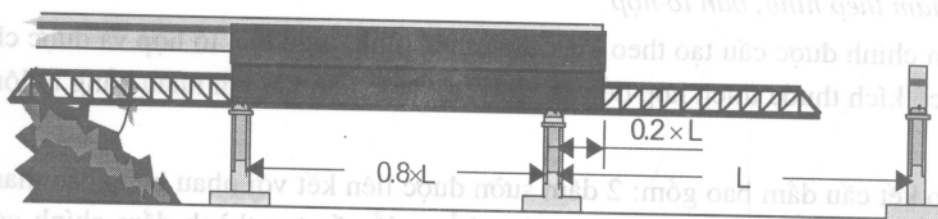
Hình 3.2b. Mặt cắt ngang hệ thống MSS chạy dưới



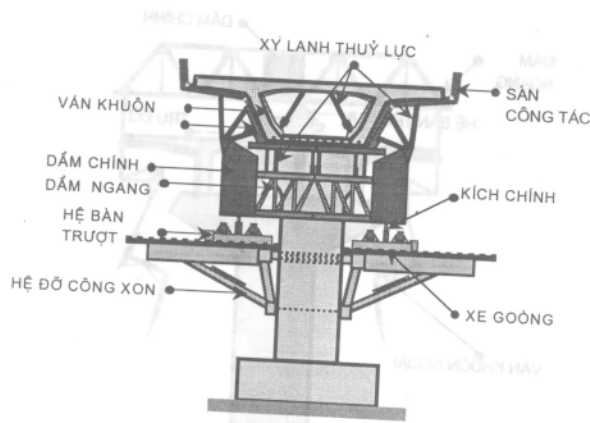
Hình 3.2c. Hệ thống MSS chạy giữa



Hình 3.2d. Mặt cắt ngang hệ thống MSS chạy giữa



Hình 3.2e. Hệ thống MSS chạy trên



Hình 3.2g. Mặt cắt ngang hệ thống MSS chạy trên

3.2.4. Các phần cơ bản của hệ thống đà giáo

Các bộ phận cơ bản của hệ thống MSS bao gồm:

1. Dầm chính - Girders.
2. Mũi dẫn - Nose.
3. Dầm ngang - Transverse beam.
4. Hệ thống bàn trượt lao dầm - Launching Wagons.
5. Khung treo - Suppension Gallows.
6. Trụ đỡ - Pier Support.
7. Hệ đỡ công xôn - Supporting Brackets.
8. Hệ ván khuôn - Formwork.
9. Sàn công tác - Platform.
10. Thiết bị lao, thiết bị thủy lực - Launching Equipment / Hydraulic Equipment.

3.2.4.1. Dầm chính

Kết cấu dầm chính có 2 loại:

- Hệ dầm thép hình, bản tổ hợp.
- Hệ dàn thép.

a) Hệ dầm thép hình, bản tổ hợp

Hệ dầm chính được cấu tạo theo kiểu dầm thép hình, thép bản tổ hợp và được chia thành các đoạn có kích thước thích hợp để vận chuyển, được liên kết với nhau bằng bulông cường độ cao.

Cấu tạo kết cấu dầm bao gồm: 2 dầm sườn được liên kết với nhau bằng các thanh giằng, dầm ngang và thanh giằng có cấu tạo tấm phẳng để cấu tạo thành dầm chính có mặt cắt hình hộp hở hoặc hình hộp hở có hệ thanh giằng chống xoắn. Các thanh giằng có cấu tạo

tấm phẳng ngoài tác dụng về mặt kết cấu còn có tác dụng làm đường công tác. Tại hai đầu dầm có bộ nối kiểu chốt để liên kết mũi dầm với dầm chính.

Trọng lượng một đơn vị kết cấu lớn nhất là 1,5 tấn, nhờ đó dầm chính có thể được lắp dựng thủ công bằng các cần cẩu quay bình thường. Bề rộng đường bao của kết cấu dầm lớn nhất là 2,5m, do vậy hệ thống cho phép lắp sẵn để vận chuyển đến công trường từng phân đoạn của kết cấu dầm. Dầm sườn được cấu tạo từ dầm dọc cánh trên, dưới và các tấm sườn được chế tạo sẵn với chiều dài tiêu chuẩn 2m, 4m và 6m, từ đó có thể lắp ráp thành dầm chính có chiều dài yêu cầu.

Hệ dầm chính gồm 2 dầm. Bản cánh dưới dầm hộp được gắn các ray, khi lao hệ thống MSS các ray này được đỡ trên bàn trượt lao dầm.

Hình 3.3. Dầm chính



Trong quá trình đổ bê tông hệ thống MSS được đỡ trên bốn kích được đặt tại vị trí khung treo và hệ thống bàn trượt lao dầm trước, sau nhịp dầm cầu đang thi công. Dầm chính mang theo hệ ván khuôn ngoài và các xylanh thủy lực để đảm bảo thuận tiện cao nhất cho việc tháo, lắp và điều chỉnh ván khuôn.

Đối với công nghệ CHLB Đức các cấu kiện của kết cấu dầm được thiết kế định hình hoá lấy tên gọi kiểu HV (Horizontal - Vertical). Tùy theo chiều cao, kiểu mà dầm chính có mô men chịu lực từ ± 3200 đến ± 36000 kNm (trường hợp đặc biệt có thể lên đến ± 46000 kNm). Trong trường hợp cầu trên đường cong tùy khả năng chịu xoắn của dầm ta có thể xác định độ lệch tâm cho phép của kết cấu với độ võng của tấm sườn nhỏ. Mặt cắt dầm dọc cánh thượng, hạ đều có khả năng cho phép đặt các lực cục bộ lớn tại bất kỳ điểm nào của dầm.

b) Kết cấu dầm chính kiểu dàn thép

Kiểu kết cấu dàn thép cho dầm chính là hệ đà giáo chuyên dụng phục vụ thi công các nhịp từ 20m đến 30m được chấp thuận và sử dụng ở CHLB Đức, được công ty Thyssenkrupp áp dụng làm dầm chính trong công nghệ đà giáo đẩy có tên gọi là: *Heavy Duty Truss 50*.

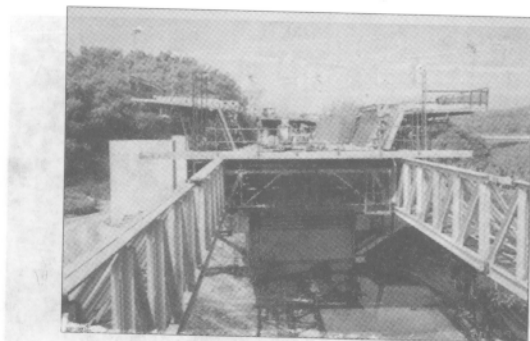
Kết cấu dầm chính được tổ hợp từ các phân đoạn dàn thép tam giác chế tạo sẵn, trong đó các phân đoạn đầu dầm dài 2,5m, 3,0m và các phân đoạn giữa có chiều dài 4,0m, 6,0m, mặt khác tùy theo cấu tạo dầm mà đầu dàn được lắp các thanh chống.

Sự tổ hợp các phân đoạn và các thanh gia cường phụ thuộc vào chiều dài và sơ đồ kết cấu mà kết cấu dầm là giản đơn, liên tục hay mút thừa để lắp thêm các thanh tăng cường ở thanh mạ trên, dưới và mạ dưới kết hợp với thanh chống đầu dầm

Kết cấu dầm bao gồm các thanh giằng ngang được liên kết với dầm chủ bằng bulông cường độ cao tại vị trí chốt, với khoảng cách 2m ở trên mạ thượng, mạ hạ.

3.2.4.2. Mũi dẫn

Phần kéo dài của kết cấu dầm chính là phần mũi dẫn ở hai đầu. Mũi dẫn gồm 2 phần: Phần đầu của mũi dẫn sẽ được uốn cong theo chiều đứng tạo góc theo phương ngang $4^\circ \div 5^\circ$. Mặt khác khả năng quay theo phương ngang của bàn trượt lao dầm có tác dụng định hướng của hệ thống MSS.



Hình 3.4. Hệ mũi dẫn cho loại chạy dưới



Hình 3.5. Hệ mũi dẫn cho loại chạy trên

Mũi dẫn được liên kết với dầm chủ bằng bulông cường độ cao tại hiện trường. Khớp nối giữa dầm chính và mũi dẫn sẽ cho phép điều chỉnh phương ngang, khi khớp nối theo phương đứng giữa mũi dẫn phần I và II được sử dụng cho điều chỉnh dốc dọc của hệ thống đà giáo.

Kích thước chiều cao, bề rộng của mũi dẫn bằng kích thước của dầm chính. Mũi dẫn được thiết kế như là dầm thép với mặt cắt chữ H hoặc tam giác - và các thanh xiên. Mũi dẫn được lắp với ray đặt tại thanh mạ dưới phía trong.

3.2.4.3. Hệ thống bàn trượt lao dầm

Hệ thống bàn trượt lao dầm là hệ thống đỡ định hướng cho hệ thống đà giáo di động (MSS) và là phần cốt yếu của hệ thống. Tùy theo hệ thống MSS là loại chạy trên, chạy dưới mà hệ bàn trượt được đặt trên trụ đỡ hay hệ công xôn đỡ dầm.

Hệ thống bàn trượt lao dầm chính sẽ đỡ hệ thống MSS trong quá trình lao. Khi đổ bê tông kết cấu nhịp cầu, dầm chính sẽ được đỡ bằng hệ thống kích thủy lực. Đối với MSS loại chạy dưới, hệ bàn trượt lao dầm được sàng ngang nhờ các xylanh thủy lực và đưa dầm chính vào vị trí đổ bê tông kết cấu nhịp. Nhờ giá đỡ hệ bàn trượt có khả năng xoay theo phương ngang do vậy việc chỉnh hướng lao của dầm chính được thực hiện dễ dàng.

Có 2 loại hệ bàn trượt: Hệ bàn trượt với hệ thống lao bằng mô tơ thủy lực và hệ bàn trượt với hệ thống lao thủy lực. Đối với hệ bàn trượt thứ nhất, mô tơ thủy lực truyền động vào bánh xe chủ động có tác dụng định hướng và đẩy dầm và chức năng của các bánh xe bị động phía ngoài có tác dụng chống lại sự lệch của dầm chính nhằm đảm bảo an toàn. Bánh xe này sẽ không có lực tác dụng khi hoạt động bình thường.



Hình 3.6. Tiếp cận mũi dầm vào đỉnh trụ



Hình 3.7. Tiếp cận mũi dầm vào đỉnh trụ

Với hệ bàn trượt thứ hai xylanh thủy lực truyền lực đẩy vào tim trục dầm chính, dầm được định hướng và lao trượt trên các tấm Teflon hoặc lăn trên các bánh xe chủ. Trong đó bánh xe chủ có tác dụng chịu lực chính và bánh xe phụ có tác dụng như bánh xe bị động của hệ bàn trượt thứ nhất.

Đối với MSS chạy dưới các kích thủy lực của hệ thống bàn trượt cùng với các thanh kéo của khung treo và với MSS chạy trên các kích thủy lực là các vật đỡ hệ thống MSS chủ yếu khi đổ bê tông. Kinh nghiệm cho thấy, đối với kết cấu nhịp cầu 50m thì tải trọng trên một kích vào khoảng 600 tấn phía trước/400 tấn phía sau.

Khi dầm chính vào vị trí, tất cả các kích thủy lực được đặt dưới điểm kích của dầm chính, là điểm kê trên cho kích của hệ đỡ công xôn. Áp lực dầu bắt đầu nâng trục đẩy của kích. Sau khi trục đẩy của kích chuyển động khoảng 50mm, trục đẩy của kích tiếp xúc mặt đế dưới của điểm kích và kích bắt đầu nâng hệ thống MSS.

Khi đạt cao độ khởi đầu, nút an toàn của kích được vận chặt và áp lực dầu được giảm.

3.2.4.4. Khung treo

Đối với hệ thống MSS loại chạy dưới, khung treo bao gồm khung chịu lực bằng thép và các thanh treo bằng thép cường độ cao, nó được dùng cho tất cả các nhịp dầm, trừ các vị trí nhịp dầm đầu tiên và nhịp dầm có khe co giãn. Khi đổ bê tông phần sau của dầm chính được treo bởi hệ thống khung treo và truyền lực xuống phần kết cấu dầm cầu bê tông đã đủ khả năng chịu lực.

Khung chịu lực bằng thép hình được đỡ trực tiếp tại các vị trí của sườn dầm kết cấu cầu. Hệ khung này đảm bảo các bộ thanh treo đi qua lỗ chừa sẵn trên bản mặt cầu, bắc qua kết

cầu nhịp dầm. Khung treo được đỡ trên 2 kích thủy lực cùng loại với kích trên hệ thống bàn trượt lao dầm nhưng khả năng nâng thấp hơn (khoảng 400 tấn). Chiều cao của khung treo tùy thuộc vào sự cần thiết tĩnh không cho xe tải phục vụ thi công hay không.

Đối với hệ thống MSS loại chạy trên, giá treo cũng có kết cấu tương tự như hệ thống MSS loại chạy dưới. Được liên kết với dầm ngang tại vị trí đầu dầm kết cấu nhịp cầu và truyền lực phản lực kích vào dầm ngang.

Khi đổ bê tông kết cấu nhịp hệ 2 kích dưới giá treo kết hợp với 2 kích trên trụ đỡ có tác dụng chịu toàn bộ tĩnh tải kết cấu và thiết bị thi công.

Nói chung giá treo của các loại hệ thống MSS có tác dụng truyền tĩnh tải thi công vào kết cấu nhịp dầm bê tông đã đủ khả năng chịu lực, để tiết kiệm vật liệu cho kết cấu nhịp chính và sơ đồ chịu lực của kết cấu nhịp dầm cầu trong thi công tương ứng với giai đoạn khai thác.

3.2.4.5. Hệ đỡ công xôn

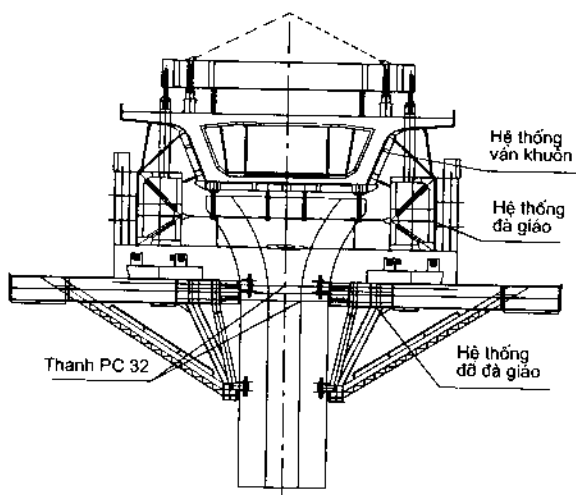
Hệ đỡ công xôn được thiết kế để truyền lực từ trên dầm chính xuống nền móng của trụ khi đổ bê tông và di chuyển cho hệ thống MSS loại chạy dưới. Chúng được bố trí ở hai mặt bên của trụ, ngoài hai cặp của hệ đỡ công xôn thì cặp thứ 3 rất cần thiết được bố trí ở vị trí trụ đỡ tiếp theo khi lao dầm.

Hệ đỡ công xôn bao gồm các dầm hẫng thép hình đặt theo phương ngang cầu và được đỡ bởi các thanh chống xiên. Một thanh kéo thẳng đứng truyền một phần lực thanh kéo lên dầm hẫng thép hình ở gần vị trí thân trụ. Thanh ngang của hệ đỡ được đặt sâu vào trong thân trụ thông qua hốc trống để chờ sẵn và thanh kéo bằng thép cường độ cao dùng để liên kết chặt hai hệ đỡ công xôn với nhau. Từ đó hệ đỡ công xôn sẽ truyền lực thẳng đứng vào trụ.

Đối với hệ đỡ công xôn có kích thước ngang lớn thì hệ còn được liên kết với hệ thanh treo lên đỉnh trụ.

Với hệ thống MSS theo công nghệ của CHLB Đức, trong quá trình lao dầm thì sự di chuyển của hệ đỡ công xôn cũng được di chuyển theo tại các vị trí 2 trụ của nhịp đổ bê tông và 1 lần cận theo chiều tiến của hướng lao.

Ngược lại hệ đỡ công xôn theo công nghệ Na Uy được lắp đặt sẵn tại 3 vị trí như trên, khi lao dầm thì sự tháo lắp luân chuyển được thực hiện tuần tự.



Hình 3.8. Hệ đỡ dầm giáo

3.2.4.6. Trụ đỡ

Đối với hệ thống MSS loại chạy trên, hệ đỡ công xôn lao dầm giống như trong hệ thống MSS loại chạy dưới, trụ đỡ đặt trên đỉnh trụ được thiết kế để cùng các kích dưới khung treo truyền lực từ trên dầm chính xuống nền móng mố trụ và phục vụ công tác lao hệ thống MSS.

Trụ đỡ thường được thiết kế bằng kết cấu thép hình và thép bản liên hợp và được liên kết với trụ cầu bằng các thanh thép dự ứng lực nhằm đảm bảo an toàn trong quá trình lao hệ thống MSS. Trên trụ đỡ được liên kết hệ bàn trượt, kích thuỷ lực có tác dụng định hướng, lao hệ thống đến vị trí quy định.

Trụ đỡ tại vị trí trụ phía cuối nhịp dầm đã được đổ bê tông trong quá trình đổ bê tông nhịp tiếp theo không có tác dụng lực. Lúc này khung treo dưới dầm ngang đầu tiên tại vị trí cuối nhịp trước cùng với trụ đỡ cuối nhịp mới sẽ có tác dụng chịu toàn bộ tải trọng trong quá trình thi công đổ bê tông kết cấu nhịp. Giai đoạn này trụ đỡ trên sẽ được di chuyển, lắp dựng tại vị trí trụ đầu tiên của chu trình mới.

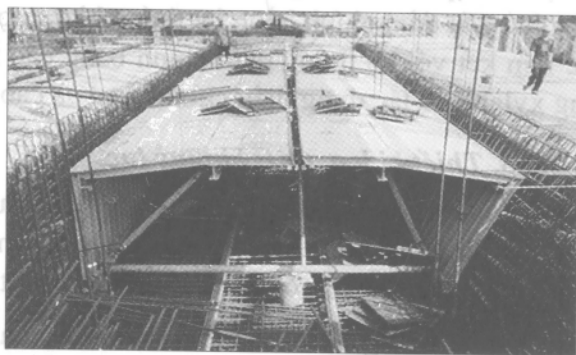
3.2.4.7. Hệ ván khuôn

Hệ thống MSS có khả năng phục vụ đổ bê tông dầm cầu với mặt cắt bất kỳ, kể cả đối với kết cấu có mặt cắt đặc với chiều cao thay đổi. Riêng đối với dầm hộp (rỗng) công nghệ đòi hỏi mặt cắt ngang có chiều cao không đổi để có thể cơ giới hoá việc tháo lắp ván khuôn trong. Để nắm bắt được đặc điểm và nguyên tắc hệ ván khuôn của hệ thống MSS, phần này chỉ mô tả hệ ván khuôn đối với kết cấu dầm hộp bao gồm hệ ván khuôn trong, ván khuôn ngoài dưới đây. Hệ ván khuôn trong bao gồm:

- Ván khuôn trần.
- Ván khuôn thành bên.
- Hệ thống phụ trợ.

Hệ ván khuôn được chia thành các phân đoạn riêng biệt theo phương ngang cầu dọc theo tim của kết cấu nhịp, chiều dài phân đoạn khoảng 6m. Mỗi phân đoạn các tấm ván khuôn trần, ván khuôn thành và các kết cấu phụ trợ như: xà đỡ chịu lực, xylanh thuỷ lực... được liên kết với xe goòng chạy bằng mô tơ thuỷ lực.

Hệ thống đường ray phục vụ sự di chuyển của xe goòng được đặt trên các con kê bê tông đúc sẵn với tổng chiều dài bằng 1,5 lần chiều dài nhịp đúc và được luân chuyển trong quá trình đúc kết cấu từ nhịp này đến nhịp tiếp theo.



Hình 3.9. Ván khuôn trong

Trong quá trình di chuyển xe goòng các tấm ván khuôn thành, ván khuôn trần và kết cấu phụ trợ được gấp lại, thu vào nhờ hệ thống các xylanh thuỷ lực, sao cho đường bao của các phân đoạn có kích thước nhỏ nhất có thể dịch chuyển qua các vị trí vách ngăn tại đỉnh trụ của kết cấu nhịp dầm.

Sau khi vận chuyển các phân đoạn ván khuôn vào vị trí, hệ các xylanh sẽ kéo, đẩy trực tiếp các tấm ván khuôn trần, ván khuôn thành nhằm điều chỉnh hệ ván khuôn trong vào vị trí hình dạng thiết kế. Hệ thống các xylanh thuỷ lực được chia làm 2 phần chính:

Phần thứ nhất: các xylanh được gắn kết cố định với xe goòng có tác dụng kéo, đẩy các ván khuôn thành, ván khuôn trần vào vị trí. Sau khi định vị xong phân đoạn ván khuôn trong, các xylanh này cùng với xe goòng quay trở về vị trí xuất phát ban đầu (nơi cung cấp các phân đoạn ván khuôn) để chuẩn bị chuyển chở, lắp đặt các phân đoạn ván khuôn tiếp theo.

Phần thứ hai: hệ các xylanh liên kết các tấm ván khuôn thành, ván khuôn trần với nhau và chúng kết hợp với các kết cấu phụ trợ giữ ổn định hệ ván khuôn trong suốt quá trình đổ bê tông kết cấu nhịp.

Các phân đoạn ván khuôn được lắp đặt và liên kết tuần tự từ xa đến gần, theo chiều tiến của quá trình đúc dầm với số lượng đủ cho chiều dài lớn nhất của kết cấu nhịp cầu. Số lượng các xylanh thuỷ lực phần một khoảng từ $10 \div 12$ và số lượng các xylanh thuỷ lực phần hai phụ thuộc vào lựa chọn thay thế bằng các kết cấu thanh chống sau khi cố định, điều chỉnh cao độ ván khuôn theo yêu cầu thiết kế.

Hệ ván khuôn ngoài bao gồm:

- Ván khuôn sườn (kể cả ván khuôn bản đỡ bản cánh).
- Ván khuôn đáy.
- Hệ thống phụ trợ.

Hệ ván khuôn được chia thành các phân đoạn riêng biệt theo phương ngang cầu và dọc theo tim của kết cấu nhịp, chiều dài phân đoạn khoảng 6m trừ phạm vi trụ. Các phân đoạn được liên kết với dầm chính của hệ thống MSS và di chuyển theo khi lao dầm. Khi lao dầm đến vị trí nhịp đổ bê tông, việc đưa hệ ván khuôn vào vị trí được thực hiện bởi việc sàng ngang kết cấu dầm chính bằng hệ thống bàn trượt lao dầm. Mỗi phân đoạn ván khuôn sườn được liên kết với hệ thống dầm chính bằng các xylanh thuỷ lực và các xà đỡ chịu lực. Hệ thống xylanh có tác dụng điều chỉnh vị trí và cao độ ván khuôn sườn theo yêu cầu thiết kế.

3.2.4.8. Thiết bị lao, thiết bị thuỷ lực

Trong quá trình đổ bê tông, hệ thống MSS được đỡ trên bốn kích chủ yếu. Chúng được đặt tại hệ đỡ công xôn trước và sau nhịp chuẩn bị đúc (và trên mặt cầu, bên dưới khung treo). Kích được trang bị ốc hãm để chịu lực một cách an toàn và khớp khuyên yên ngựa.

Sau lao hệ thống MSS bốn kích bắt đầu hoạt động. Dầm chính được nâng lên khoảng 200mm phía trên kích. Khi đạt tới cao độ khởi đầu, ốc hãm an toàn được vận chặt và áp lực dầu được giảm xuống.

3.2.5. Một số vấn đề liên quan đến công nghệ

3.2.5.1. Mỗi nối thi công đầm

Đối với cầu BTCT DƯL liên tục nhiều nhịp, công nghệ thi công đổ bê tông trên đà giáo di động cũng như phần lớn các công nghệ thi công khác đều đòi hỏi mỗi nối trong quá trình thi công kết cấu đầm. Mỗi nối thi công một mặt cho phép thi công từng đoạn một liên tiếp một cách hiệu quả nhưng mặt khác chúng là điểm yếu trong kết cấu công trình.

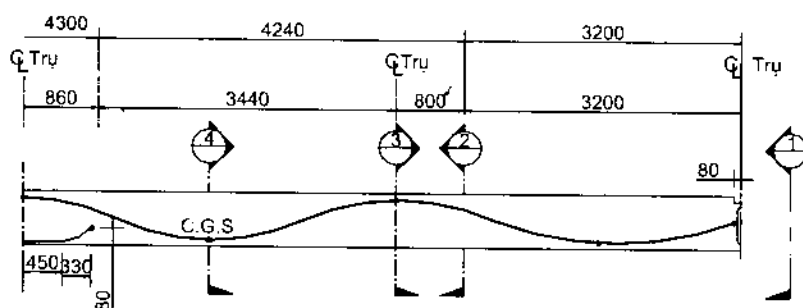
Hầu như tất cả các biện pháp thi công đều dự kiến đặt neo, nối các bó cáp dự ứng lực tại mỗi nối thi công và mặt cắt bê tông tiếp tục giảm yếu gây ra bởi hệ thống neo. Chính vì vậy trong phạm vi này cốt thép thường được bố trí đặc biệt cẩn thận. Để bù lại sự giảm cường độ chịu kéo tại mỗi nối thi công thì cốt thép dọc được đặt như cốt thép nối.

Trong đoạn mới đổ bê tông, cốt thép được yêu cầu đặt song song cho mỗi nối để chịu ứng suất kéo sinh ra do co ngót. Ứng suất kéo sinh ra do nhiệt độ của quá trình Hydrat hoá, đặc biệt với các bộ phận kết cấu dày hơn có thể giữ ở giá trị nhỏ thông qua theo dõi để giữ nhiệt độ ở giới hạn hợp lí.

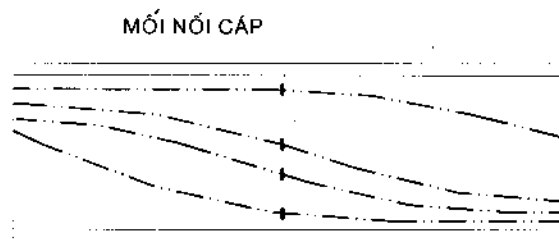
Nếu các cáp dự ứng lực được neo tại mỗi nối thi công, bê tông của các đoạn lân cận tiếp theo bị hạn chế ra khỏi ảnh hưởng của biến dạng do từ biến của đoạn trước vì ứng suất nén lớn đằng sau neo. Ứng suất kéo vì thế phát sinh ở các vị trí gần và sau neo, có thể dẫn tới nứt bê tông nếu các ứng suất này không được cân bằng bởi tạo ứng suất trước liên tục. Ứng suất nén cũng phát sinh vì những lí do tương tự, nhưng ở chừng mực nào đó chúng đã được mất khỏi phạm vi neo. Chính vì vậy cốt thép thường phải được bố trí gần neo để đem lại vết nứt nhỏ.

3.2.5.2. Mỗi nối cáp dự ứng lực

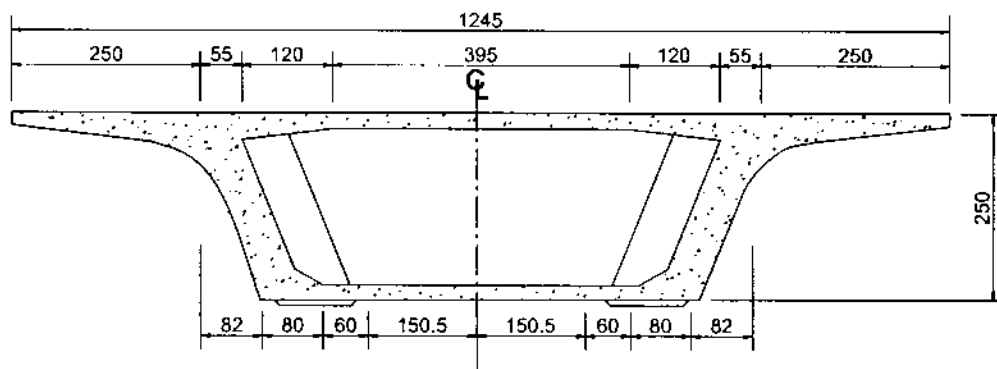
Mỗi nối cáp trước khi tạo dự ứng lực cho bó cáp đã được nối (The Coupled Tendon) có cơ cấu làm việc như mỗi nối thi công với một bó cáp đã neo. Sau khi tạo DƯL cho bó cáp thì cơ cấu làm việc cũng như vậy nhưng với điều kiện ngược lại. Gần các bó cáp hiện tượng tăng ứng suất nén xảy ra và chỉ trong phạm vi ứng suất kéo phát sinh cần bố trí cốt thép thường. Những ứng suất kéo này còn lại vô cùng nhỏ nếu các bộ nối (The Couplers) được phân bố xa nhau bằng tấm đệm ở đoạn đổ bê tông tiếp theo. Toàn bộ DƯL được truyền vào bê tông thông qua mỗi nối cáp. Tất nhiên tốt nhất là nên tránh bố trí vị trí nối cáp trên cùng một mặt cắt.



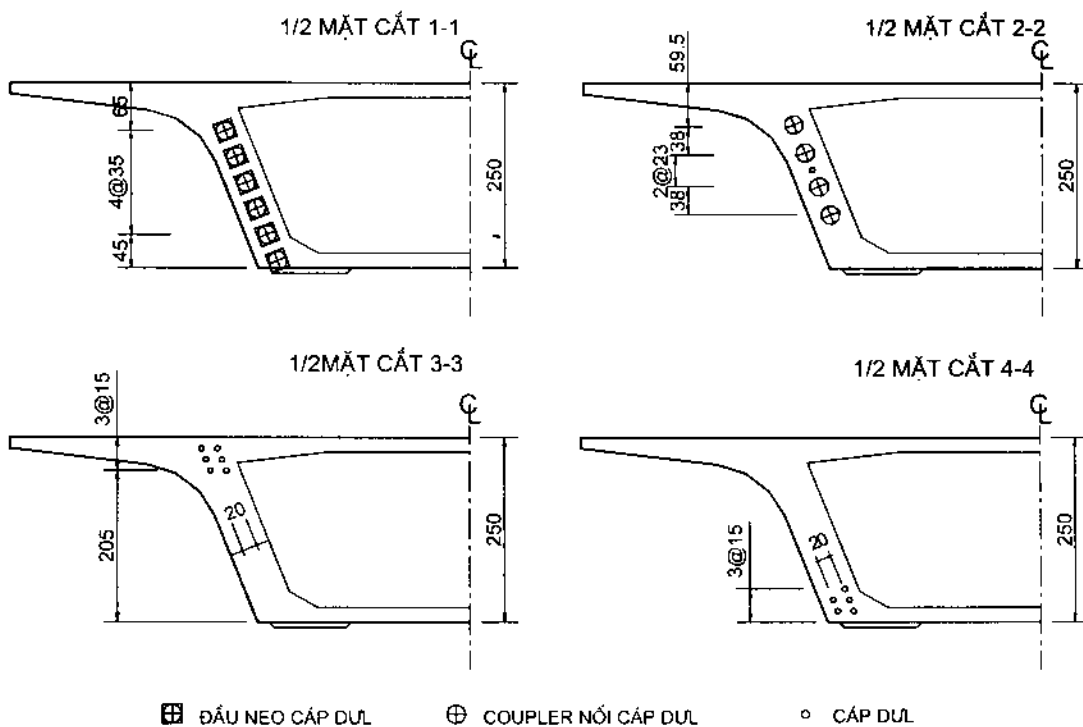
Hình 3.10. Bố trí cốt thép dọc cầu



Hình 3.11. Mối nối cáp suốt chiều dầm trong sườn hộp



Hình 3.12. Mặt cắt ngang điển hình bố trí cáp dự ứng lực



Hình 3.13. Mặt cắt ngang bố trí cáp dự ứng lực

Chương 4

CÔNG NGHỆ LẮP GHÉP CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP PHÂN ĐOẠN TRÊN ĐÀ GIÁO DI ĐỘNG



4.1. GIỚI THIỆU MỘT SỐ CÔNG TRÌNH ÁP DỤNG CÔNG NGHỆ THI CÔNG LẮP GHÉP PHÂN ĐOẠN DẦM TRÊN ĐÀ GIÁO DI ĐỘNG

Qua phân tích ở chương mở đầu, giải pháp công nghệ CN4 - Công nghệ thi công lắp ghép các phân đoạn dầm trên đà giáo di động - có các ưu điểm vượt trội như sau:

Cấu tạo hệ giàn giáo khá nhẹ nhàng, việc đẩy đồng bộ hệ giàn giáo không cần thiết sử dụng quy mô hệ thống thiết bị đẩy với công suất cao.

Việc thi công cầu không ảnh hưởng đến tĩnh không dưới cầu. Đặc biệt phù hợp cho cầu trong thành phố với yêu cầu cao về vệ sinh môi trường và giao thông đô thị, phù hợp với khẩu độ nhịp trung bình và mặt bằng thi công chật hẹp, phương tiện giao thông đông đúc.

Tiến độ thi công kết cấu nhịp là rất nhanh vì việc đúc các phân đoạn dầm hoàn toàn độc lập với quá trình lao lắp kết cấu nhịp (kỷ lục về tiến độ đạt được trong thực tế thi công là 2 ngày/1 nhịp). Đảm bảo yêu cầu bê tông chất lượng cao.

Khả năng sử dụng luân chuyển hệ giàn giáo được nhiều lần cao và đặc biệt là có hiệu quả đối với cầu dài nhiều nhịp với các nhịp có chiều dài xấp xỉ nhau.

Trong thời gian qua, những đặc điểm mang tính lợi thế, công nghệ thi công cầu BTCT phân đoạn lắp ghép dưới đà giáo di động đã được một số nước áp dụng và từng bước hoàn thiện về kỹ thuật cũng như thiết bị, công nghệ như: Na Uy, CHLB Đức, Pháp, Ý ... Sau đó công nghệ này tiếp tục được phát triển hoàn thiện và được áp dụng rộng rãi tại các nước như: Mỹ, Trung Quốc, Đài Loan, Singapore, Malaysia, Thái Lan ...

Dưới đây là bảng tham khảo đặc điểm của một số dự án thực hiện trong vài năm gần đây đã áp dụng công nghệ thi công cầu BTCT phân đoạn lắp ghép dưới đà giáo di động ở các nước (bảng 4.1).

Có thể những thông tin nêu trong bảng 4.1 còn chưa đầy đủ nhưng qua đó cũng cho ta thấy được phạm vi áp dụng rộng rãi và ý nghĩa thực sự to lớn của công nghệ thi công cầu BTCT phân đoạn lắp ghép dưới đà giáo di động trong lĩnh vực xây dựng cầu BTCT.

Ở nước ta thực tế chưa có công trình cầu nào được thiết kế, thi công bằng công nghệ này. Trước đây có cầu Rào ở Hải Phòng được thi công theo công nghệ lắp ghép thiết kế theo quy trình của Liên Xô cũ, tuy nhiên đã gặp sự cố sau 7 năm sử dụng.

Bảng 4.1. Một số dự án đã thực hiện công nghệ ở các nước

STT	Nước áp dụng	Tên dự án	Các đặc điểm chính
1	USA	I-90/93 C19BI Boston Massachusetts	- Tổng chiều dài: 4km - Chiều rộng: 12,1m - Tiết diện ngang 1 hộp - Sử dụng 1 hệ đà giáo chạy trên
		Spaghetti Bowl I-15/US 95 Interchange Las Vegas, Nevada	- Tổng chiều dài: 4km - Chiều rộng: 11,6m - Tiết diện ngang 1 hộp - $L_{\max} = 65,0\text{m}$; $R_{\min} = 130,0\text{m}$ - Sử dụng 1 hệ đà giáo chạy trên
2	SINGAPORE	C810, LRT systems Sengkang & Punggol New Towns	- Tổng chiều dài: 20km - Chiều rộng: 12,1m - Tiết diện ngang 1 hộp - $L_{\max} = 40,0\text{m}$; $R_{\min} = 75,0\text{m}$ - Sử dụng 2 hệ đà giáo chạy dưới
3	MALAYSIA	Middle Ring Road Missing Link Kuala Lumpur	- Tổng chiều dài: 3,2km - Chiều rộng: 12,2m - Tiết diện ngang 1 hộp - $L_{\max} = 45,0\text{m}$; $R_{\min} = 500,0\text{m}$ - Sử dụng 2 hệ đà giáo chạy trên
		Light Rail Transit 2 Kuala Lumpur	- Tổng chiều dài: 30km; - Chiều rộng: 7,6m - Tiết diện ngang 1 hộp - $L_{\max} = 36,0\text{m}$; $R_{\min} = 100,0\text{m}$ - Sử dụng 5 hệ đà giáo chạy dưới
4	THAILAND	Wat Nakorn In Bridge	- Tiết diện ngang 1 hộp - $L_{\max} = 42,0\text{m}$; $R_{\min} = 100,0\text{m}$ - Sử dụng 1 hệ đà giáo chạy trên
5	BANGLADESH	Paksey Bridge	- Tổng chiều dài: 1,9 km; - Chiều rộng: 18m - Sử dụng 1 hệ đà giáo chạy trên

Hiện nay trong quá trình phát triển đất nước, rất nhiều công trình cầu lớn được đầu tư và xây dựng nhưng đáng tiếc công nghệ thi công lắp ghép dưới đà giáo di động vẫn chưa được xem là giải pháp để các đơn vị tư vấn thiết kế xem xét, lựa chọn. Trong tương lai gần, hàng loạt các tuyến đường trên cao sẽ được xây dựng mới, chắc chắn công nghệ thi công lắp ghép dưới đà giáo di động không thể bị bỏ qua vì tính lợi thế và hiệu quả thực tế của nó.

Hệ thống đà giáo di động dùng lắp ghép các phân đoạn dầm có khả năng xây dựng các cầu ở khẩu độ trung bình, chiều dài và chiều cao cầu lớn bằng phương pháp lắp các phân đoạn thành từng nhịp một đáp ứng mọi điều kiện địa hình, địa chất, thủy văn công trình.

Với hệ thống đà giáo di động có thể giảm tối đa giá thành lắp dựng và thời gian chu kỳ thi công bằng việc di chuyển toàn bộ hệ thống đà giáo đã được lắp đặt từ nhịp đầu tiên đến từng nhịp tiếp theo. Bằng việc áp dụng hệ thống đà giáo di động, giao thông dưới cầu được đảm bảo thông suốt trong quá trình xây dựng.

Trong những năm qua cùng với sự phát triển của nền kinh tế, ngành giao thông vận tải đã xây dựng nhiều công trình quan trọng với nhiều công nghệ tiên tiến khác nhau. Công nghệ thi công dầm cầu BTCT phân đoạn theo phương pháp lắp ghép trên đà giáo di động (LG - Launching Gantries) còn khá mới mẻ và mới được giới thiệu bước đầu vào Việt Nam.

Ở các nước phát triển, các công ty đi đầu về công nghệ này như: STRUKTURAS và NRS của Na Uy, RoRo của CHLB Đức, Freyssinet của Pháp, VSL của Thụy Sĩ ... mỗi công ty đều có bề dày kinh nghiệm về công nghệ thi công dầm cầu BTCT phân đoạn theo phương pháp lắp ghép trên đà giáo di động. Họ đi sâu vào nghiên cứu phát triển để hoàn thiện công nghệ theo hướng cải tiến một số chi tiết về cấu tạo hệ đà giáo, về ứng dụng thiết bị kỹ thuật tinh xảo, chính xác hơn ... Nhưng tất cả vẫn phải tuân thủ về nguyên lý và trình tự chung của công nghệ. Để có thể nắm bắt được các đặc điểm chủ yếu của công nghệ, phần này tiến hành khảo sát công nghệ của 2 công ty hàng đầu đã nghiên cứu, phát triển và ứng dụng công nghệ này là STRUKTURAS và NRS của Na Uy. Việc khảo sát công nghệ tập trung vào các đặc điểm cơ bản sau:

- Tính năng cơ bản và nguyên lý hoạt động của công nghệ.
- Các bộ phận cơ bản của hệ thống đà giáo.
- Tổng hợp các thiết bị chủ yếu và giá thành nhập công nghệ.
- Công nghệ chế tạo các phân đoạn dầm đúc sẵn.
- Công nghệ lao lắp các phân đoạn dầm.

4.2. TÍNH NĂNG CƠ BẢN VÀ NGUYÊN LÝ HOẠT ĐỘNG CỦA CÔNG NGHỆ

4.2.1. Các tính năng cơ bản của công nghệ

Với đặc điểm trọng lượng hệ thống đà giáo nhẹ, dễ dàng tháo lắp trong quá trình thi công cùng với sự trợ giúp đặc biệt của hệ thống thủy lực, hệ thống nâng hạ, lao đẩy hoàn chỉnh, công nghệ lắp ghép phân đoạn dầm dưới hệ thống đà giáo di động có những tính năng nổi bật sau:

Có khả năng sử dụng lại hệ thống thiết bị cho từng nhịp với chu trình công nghệ lắp đi lắp lại tạo sự vận hành thuận thực của nhân lực, thiết bị. Do vậy đem lại sự chuẩn xác trong công nghệ, hiệu quả về kinh tế, đáp ứng năng suất và tiến độ công trình rất cao.

Hệ thống đà giáo di động được lắp đặt trên các mố trụ đã thi công xong và cứ tuần tự lắp xong từng nhịp lại lao lắp các nhịp tiếp theo. Công nghệ này đảm bảo được khoảng không bên dưới cho các phương tiện lưu thông thủy, bộ đặc biệt là trong các thành phố lớn với mật độ thi công chật hẹp, phương tiện giao thông đông đúc, yêu cầu về môi trường đô thị cao.

Dễ dàng áp dụng cho các cầu với các loại sơ đồ kết cấu nhịp giản đơn hay liên tục, các loại mặt cắt ngang hộp đơn hay hộp kép và các loại khẩu độ nhịp thông thường với chiều dài nhịp từ 35÷60 m. Chiều dài cầu thường được áp dụng từ 500 mét đến vài kilômét. Trong trường hợp chiều dài cầu lớn, có thể triển khai thi công nhiều mũi bằng việc bố trí thêm nhiều hệ thống đà giáo di động.

Với đặc điểm thi công các phân đoạn dầm đúc sẵn được lao lắp dưới đà giáo vào vị trí, sau đó căng cáp DUL liên kết các phân đoạn với nhau tạo thành kết cấu nhịp, do vậy thời gian thi công rất nhanh, chu trình thi công một nhịp trong thực tế thông thường đạt được là $2 \div 3$ ngày/1 nhịp.

Hệ đà giáo có cấu tạo các chốt đặc biệt có khả năng thi công các cầu nằm trên đường cong với bán kính nhỏ nhất có thể áp dụng:

$$R_{\min} = 75m.$$

Độ võng lớn nhất của hệ dầm chính:

$$f_{\max} = L/500$$

Trọng lượng lớn nhất của 1 phân đoạn dầm:

$$S_{\max} = 80T$$

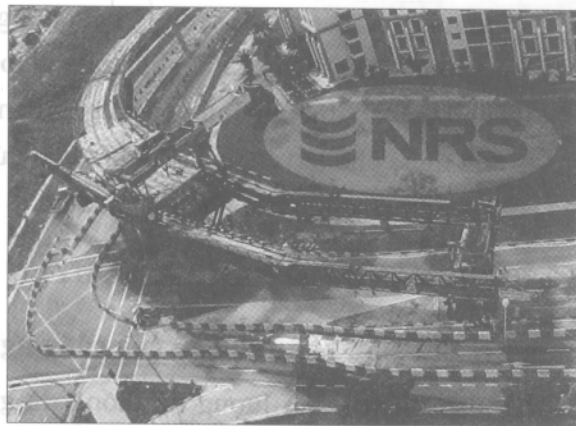
4.2.2. Nguyên lý hoạt động của công nghệ

Hệ đà giáo di động dùng lao lắp các phân đoạn dầm được phân thành hai loại dựa trên mối tương quan giữa cao độ hệ đà giáo và cao độ kết cấu nhịp:

- Hệ đà giáo chạy trên (Overhead).
- Hệ đà giáo chạy dưới (Underslung).

4.2.2.1. Hệ đà giáo chạy trên

Hệ đà giáo chạy trên là hệ đà giáo đặt cao bên trên kết cấu nhịp và truyền tải trọng của hệ đà giáo trực tiếp xuống kết cấu nhịp và đỉnh trụ. Điểm đặc trưng của loại hình này là hệ giàn chính và mũi dẫn lao trên 2 dầm đỡ chính: dầm đỡ sau đặt trên mặt cắt nhịp đã lao lắp phía trên đỉnh trụ, dầm đỡ trước đặt trực tiếp trên đỉnh trụ (hình 4.2a) hoặc cũng đặt trên



Hình 4.1: Khả năng thi công cầu có bán kính cong nhỏ nhất là 75m.

phân đoạn dầm đã lắp trước trên đỉnh trụ (hình 4.2b). Các phân đoạn dầm khi lao lắp sẽ được treo dưới đà giáo bằng các thanh bar cường độ cao cho đến khi căng cáp DUL liên tục các đốt dầm.

Do hệ giàn chính và mũi dẫn chạy cao bên trên kết cấu nhịp nên ở hai đầu mũi dẫn trước và sau được cấu tạo các hệ kích chống đặc biệt xuống đỉnh trụ và kết cấu nhịp để phục vụ trong quá trình lao dọc đà giáo. Với loại hình này, tính không dưới cầu hoàn toàn được đảm bảo trong quá trình thi công.



Hình 4.2.a: Hệ đà giáo chạy trên -
Dầm đỡ trước đặt trên đỉnh trụ.



Hình 4.2.b: Hệ đà giáo chạy trên -
Dầm đỡ trước đặt trên dầm chủ.

Biện pháp thi công như hình 4.2a: dầm đỡ trước (cấu tạo cao hơn dầm đỡ sau) chống trực tiếp xuống xà mũ trụ, các đốt dầm được lắp hết toàn bộ một nhịp và căng cáp dự ứng lực liên tục tạo thành nhịp cầu gối lên xà mũ trụ. Do vậy xà mũ trụ phải đủ rộng để vừa đỡ dầm đỡ trước vừa đỡ một đầu nhịp cầu.

Biện pháp thi công như hình 4.2b: đốt dầm trên đỉnh trụ được lắp trước và cố định chắc chắn trên đỉnh trụ tạo mặt bằng cho dầm đỡ trước (cấu tạo tương tự dầm đỡ sau). Có thể lắp các đốt cân bằng qua đỉnh trụ trước rồi mới lắp các đốt giữa nhịp sau để giảm tải trọng lên hệ đà giáo hoặc lắp bình thường từng nhịp rồi căng cáp dự ứng lực liên tục tạo thành nhịp cầu. Với biện pháp này có thể giảm tải trọng lên hệ đà giáo (với các nhịp cầu $L > 50\text{m}$), cấu tạo trụ mảnh hơn không có xà mũ trụ nhưng phải cấu tạo các mối nối ướn.

4.2.2.2. Hệ đà giáo chạy dưới

Hệ đà giáo chạy dưới là hệ đà giáo tựa trên các giá đỡ công xôn được mở rộng từ thân trụ, do vậy cao độ của hệ đà giáo có thể ngang bằng hoặc thấp hơn cao độ kết cấu nhịp. Điểm đặc trưng của loại hình này là phải thi công các giá đỡ công xôn mở rộng từ thân trụ làm điểm tựa cho hệ dầm chính và mũi dẫn lao phía trên. Dầm chính có cấu tạo các tay đỡ tạo điểm tựa giữ các phân đoạn dầm khi lao lắp. Các điểm tựa này có thể điều chỉnh vị trí và cao độ bằng kích và các tấm đệm để đảm bảo vị trí yêu cầu khi lao lắp và căng cáp DUL liên tục các đốt dầm.

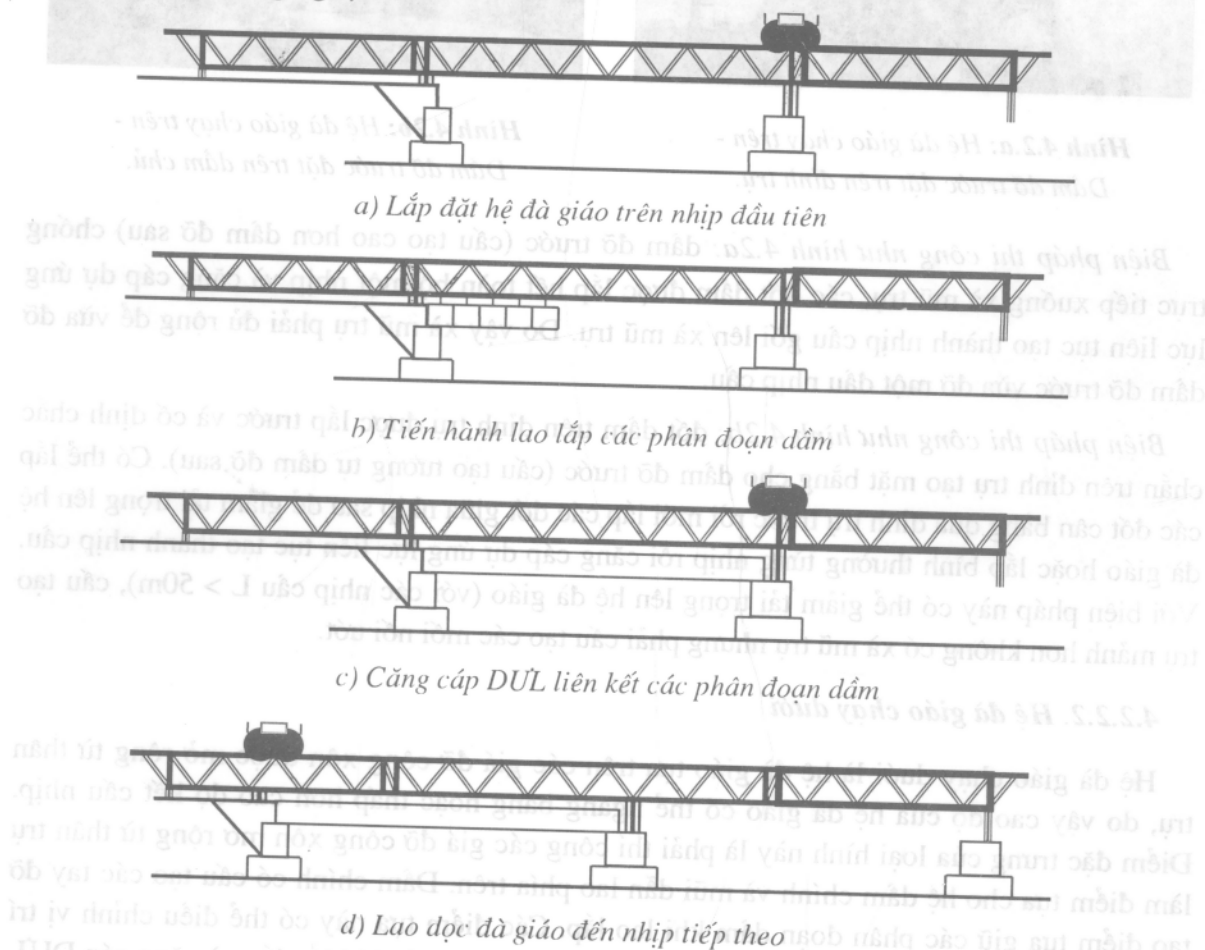
Đối với hệ dầm giáo chạy dưới, hệ dầm chính và mũi dẫn lao trực tiếp trên các bàn lăn đặt trên giá đỡ công xôn nên mũi dẫn phía trước có cấu tạo uốn cong lên theo chiều đứng từ $7^\circ \div 10^\circ$ để thuận tiện trong quá trình lao dọc khi mũi dẫn tiếp xúc vào bàn lăn. Với loại hình này, tĩnh không dưới cầu bị hạn chế một phần do kết cấu giá đỡ công xôn mở rộng trụ và hệ dầm giáo chạy dưới.



Hình 4.3: Hệ dầm giáo chạy dưới - Hệ dầm chính và mũi dẫn lao trên giá đỡ công xôn mở rộng trụ.

4.2.2.3. Chu trình công nghệ

Quá trình thực hiện công nghệ thi công dầm BTCT phân đoạn lắp ghép trên dầm giáo di động dù là loại hình chạy trên hay chạy dưới đều phải tuân thủ nguyên tắc chung về chu trình thực hiện công nghệ như sau:



Hình 4.4. Chu trình công nghệ

a) Lắp đặt hệ đà giáo trên nhịp đầu tiên

Hệ đà giáo được lắp ráp trên nhịp đầu tiên bằng cầu và có thể sử dụng hệ trụ đỡ tạm.

b) Tiến hành lao lắp các phân đoạn dầm

Các phân đoạn dầm đúc sẵn được vận chuyển ra công trường theo hướng lên từ phía sau mố hoặc theo đường chui dưới cầu hoặc sông. Công trục chạy bên trên hệ đà giáo nhắc các đốt dầm vào vị trí và treo giữ trên đà giáo.

c) Căng cáp DUL liên kết các phân đoạn dầm

Sau khi lao lắp toàn bộ các đốt dầm vào vị trí, tiến hành căng các bó cáp DUL liên kết các phân đoạn dầm thành nhịp cầu đầu tiên.

d) Lao dọc đà giáo đến nhịp tiếp theo

Sau khi đã căng kéo DUL nhịp đầu tiên xong, giải phóng các thanh treo hoặc kích đỡ đốt dầm và di chuyển hệ đà giáo tới thi công nhịp tiếp theo với chu trình tương tự.

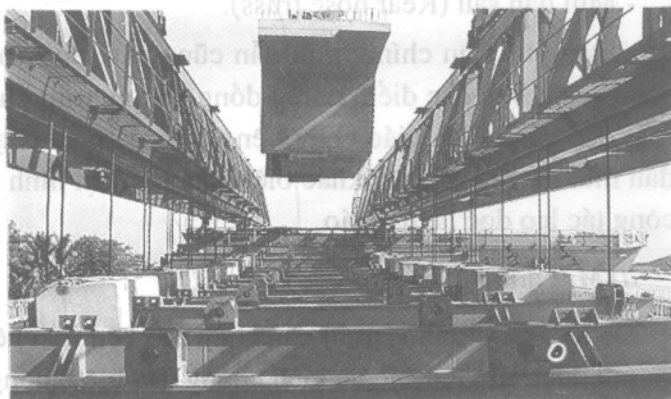
4.2.3. Các phần cơ bản của hệ đà giáo

Cấu tạo của hệ thống đà giáo gồm có các bộ phận cơ bản sau:

- Hệ giàn chính, dầm chính (Main truss, Main girder).
- Mũi dẫn (Nose truss).
- Công trục lao lắp đốt dầm (Crane).
- Hệ dầm đỡ, giá đỡ công xôn (Support beam, Bracket).
- Hệ thống kích đẩy lao dọc đà giáo (Launching system).

4.2.3.1. Hệ giàn chính, dầm chính

Với yêu cầu giàn chính hay dầm chính phải đảm bảo độ cứng để chịu tĩnh tải các phân đoạn dầm, có thể lao đẩy dọc giàn trên các trục lăn và tự nó phải làm đường lăn cho cầu công di chuyển bên trên, do vậy có thể cấu tạo chúng ở dạng giàn thanh không gian (đối với hệ đà giáo chạy trên) hay dạng dầm hộp thép (đối với hệ đà giáo chạy dưới). Thông thường hệ giàn thanh không gian có biên cứng song song được sử dụng phổ biến để làm giàn chính vì những ưu điểm như: trọng lượng nhẹ, dễ thao tác thi công, dễ lắp dựng tại hiện trường... Hệ gồm có 2 giàn chạy 2 bên, mỗi giàn phải tự đứng thẳng ổn định nền trên mặt cắt ngang, giàn có cấu tạo mở rộng chân thành hình tam giác với hai thanh mạ hạ. Hình 4.5 mô tả cấu tạo chung của giàn chính.

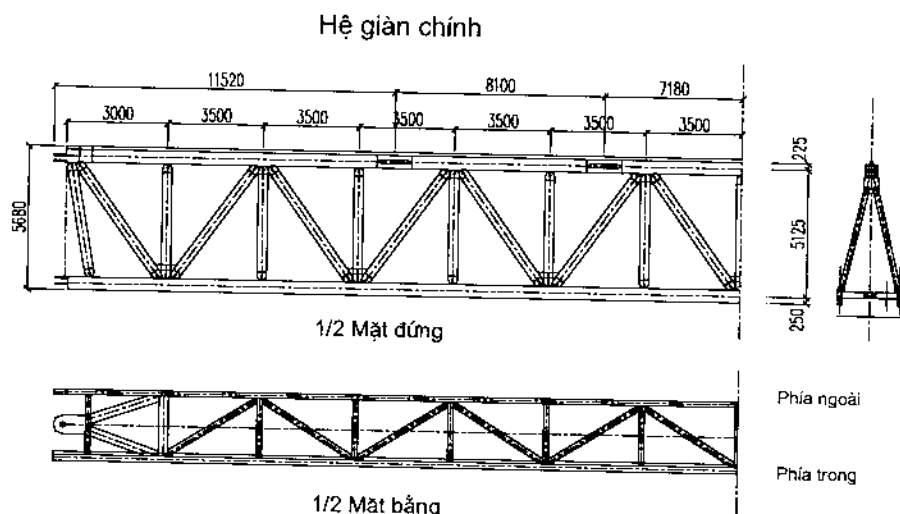


Hình 4.5: Hệ giàn chính -

Dạng giàn thanh không gian có biên cứng song song.

Dạng giàn thanh không gian có biên cứng song song được sử dụng phổ biến để làm giàn chính vì những ưu điểm như: trọng lượng nhẹ, dễ thao tác thi công, dễ lắp dựng tại hiện trường... Hệ gồm có 2 giàn chạy 2 bên, mỗi giàn phải tự đứng thẳng ổn định nền trên mặt cắt ngang, giàn có cấu tạo mở rộng chân thành hình tam giác với hai thanh mạ hạ. Hình 4.5 mô tả cấu tạo chung của giàn chính.

Tùy theo yêu cầu về khẩu độ nhịp, bề rộng mặt cầu, các yếu tố này sinh ra tải trọng lên hệ dầm giáo lớn hay nhỏ, từ đó hệ giàn chính có cấu tạo phù hợp, phải đạt các chỉ tiêu kỹ thuật về chiều dài, độ cứng... Cấu tạo chung của một hệ dầm chính dùng thi công nhịp dài 45,0m với bề rộng mặt cầu 26,0m gồm 2 hộp đơn được mô tả tại hình 4.6.



Hình 4.6: Một ví dụ cấu tạo chung hệ giàn chính dùng thi công nhịp 45,0m

4.2.3.2. Mũi dẫn

Hai đầu giàn chính được nối với hệ mũi dẫn gồm có:

- Mũi dẫn trước (Front nose truss).
- Mũi dẫn sau (Rear nose truss).

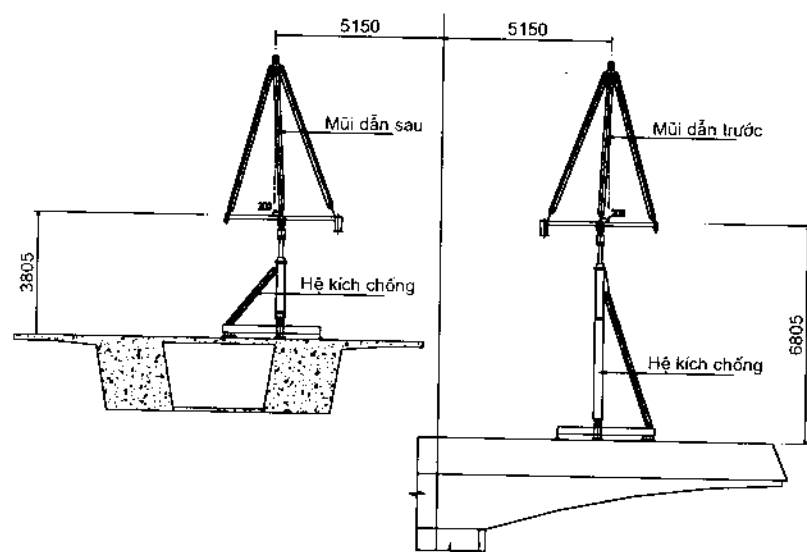
Tương tự giàn chính, mũi dẫn cũng cấu tạo dạng giàn thanh không gian có biên cứng song song. Với đặc điểm tương đồng về quy trình thi công và sơ đồ chịu lực, cấu tạo chung mũi dẫn của hệ dầm giáo chạy trên và hệ dầm giáo chạy dưới hoàn toàn giống nhau. Riêng ở đầu mũi dẫn có cấu tạo khác biệt giữa hai loại hình chạy trên và chạy dưới để phù hợp cho công tác lao dọc hệ dầm giáo.

a) Mũi dẫn hệ dầm giáo chạy trên

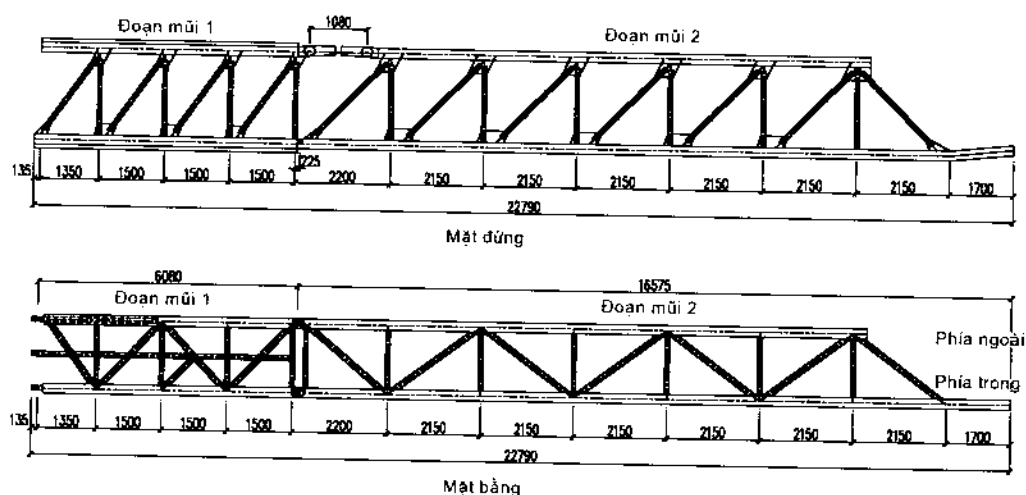
Do hệ giàn chính và mũi dẫn chạy cao bên trên kết cấu nhịp nên ở hai đầu mũi dẫn trước và sau được cấu tạo các hệ kích chống đặc biệt xuống đỉnh trụ hoặc kết cấu nhịp để phục vụ trong quá trình lao dọc dầm giáo. Bố trí chung của hệ kích chống được mô tả tại hình 4.7.

b) Mũi dẫn hệ dầm giáo chạy dưới

Đối với hệ dầm giáo chạy dưới, hệ giàn chính và mũi dẫn lao trực tiếp trên các bàn lăn đặt trên giá đỡ công xôn nên mũi dẫn phía trước có cấu tạo uốn cong lên theo chiều đứng từ $7^\circ \div 10^\circ$ để thuận tiện trong quá trình lao dọc khi mũi dẫn tiếp xúc vào bàn lăn. Cấu tạo cơ bản của hệ kích chống được mô tả tại hình 4.8.



Hình 4.7: Ví dụ cấu tạo kích chống đầu mũi dẫn hệ dầm giáo chạy trên



Hình 4.8: Một ví dụ về cấu tạo đầu mũi dẫn của hệ dầm giáo chạy dưới

4.2.3.3. Hệ dầm đỡ, giá đỡ công xôn

4.2.3.3.1. Hệ dầm đỡ dầm giáo chạy trên

Hệ dầm đỡ thường có cấu tạo dạng dầm hộp thép, tùy theo đặc điểm chi tiết của công nghệ, hệ dầm đỡ gồm có:

- 1 dầm đỡ trước (Front support beam).
- 2 dầm đỡ sau (Rear support beam).

Các dầm đỡ được đặt trên đỉnh trụ hoặc trên mặt cầu phía trên đỉnh trụ thông qua các ụ chống, kích thủy lực và các tấm đệm để điều chỉnh đảm bảo mặt dầm đỡ luôn nằm ngang.

Tùy theo bề rộng cầu và chiều dài nhịp mà ta có tính tải các đốt dầm, trọng lượng hệ đà giáo, từ đó quyết định độ cứng của dầm đỡ. Thông thường dầm đỡ có tiết diện ngang hình hộp với kích thước:

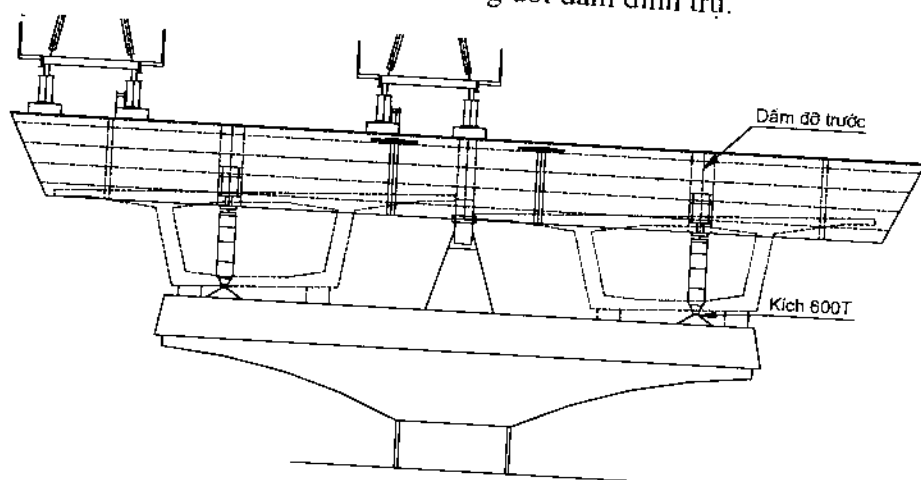
Chiều rộng: $0,5 \div 0,8 \text{ m}$.

Chiều cao: $1,6 \div 2,6 \text{ m}$.

a) Dầm đỡ trước

Với biện pháp thi công như đã nói ở trên, dầm đỡ trước thường có tiết diện cao hơn dầm đỡ sau do yêu cầu độ cứng cao hơn vì chỉ có hai điểm kê chính trên đỉnh xà mũ và trong quá trình lao dọc trọng lượng của đà giáo sẽ chuyển lệch dần về dầm đỡ trước. Dầm đỡ trước được giữ trên đỉnh trụ bằng 4 kích thủy lực 600T tại hai điểm kê, mỗi điểm có 2 kích đối xứng qua tim dầm đỡ. Hình 4.9 mô tả bố trí chung của dầm đỡ trước.

Với biện pháp thi công như hình 4.9, các đốt dầm phía trên đỉnh trụ được lắp trước và cố định vững chắc để tạo mặt bằng cho dầm đỡ trước. Do vậy, dầm đỡ trước cũng được đặt trên kết cấu nhịp như dầm đỡ sau nên cũng có cấu tạo tương tự như dầm đỡ sau và có thể gia cường thêm hoặc bố trí thêm điểm kê xuống đốt dầm đỉnh trụ.



Hình 4.9: Dầm đỡ trước, hệ đà giáo chạy trên

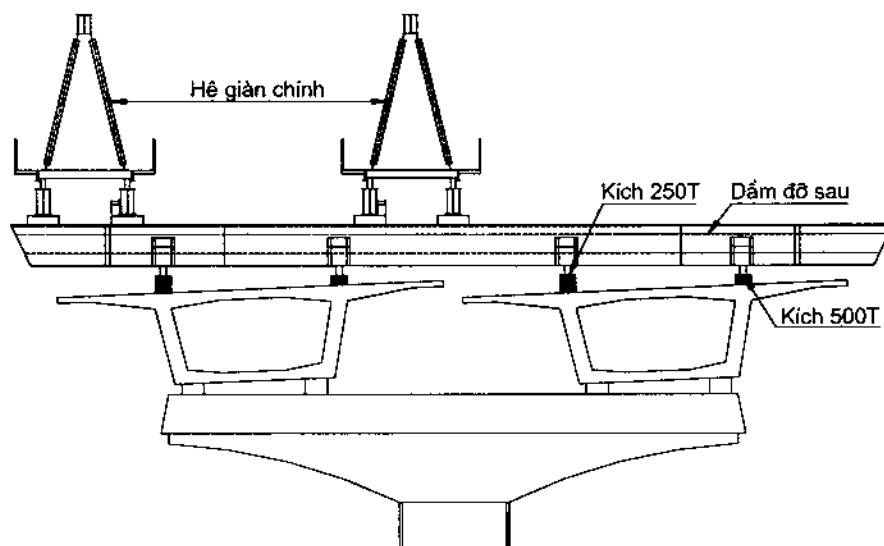
b) Dầm đỡ sau

Dầm đỡ sau tựa trên mặt cầu đã thi công. Tùy theo bề rộng mặt cầu mà có thể bố trí thêm các điểm kê dầm ngoài hai điểm kê chính.

Tại hai điểm kê chính ở hai đầu ngoài cùng, dầm đỡ sau tựa lên mặt cầu thông qua 4 kích thủy lực 500T, mỗi điểm có 2 kích đối xứng qua tim dầm đỡ. Hình 4.10 mô tả bố trí chung của 1 dầm đỡ sau, ở đây có thêm hai điểm kê phụ phía trong sử dụng 4 kích 250T.

Với yêu cầu đặc trưng của công nghệ lao dọc hệ đà giáo, cần phải có 2 dầm đỡ sau để thay đổi trong quá trình lao dọc. Tại thời điểm đầu mũi dẫn trước vừa lao đến trụ trước và chống kích lên trụ trước để giữ ổn định, phải tiến hành tháo hệ dầm đỡ trước từ trụ sau

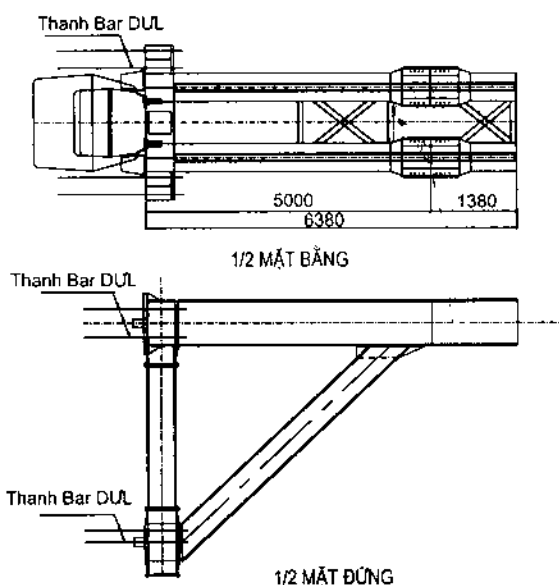
chuyển lên trụ trước, do vậy phải lắp đặt thêm 1 dầm đỡ sau vào sát bên dầm đỡ trước trước khi chuyển dầm đỡ trước đi.



Hình 4.10: Dầm đỡ sau, hệ đà giáo chạy trên

4.2.3.3.2. Hệ giá đỡ công xôn đà giáo chạy dưới

Hệ giá đỡ công xôn được neo giữ vào thân trụ để mở rộng thân trụ ra hai bên theo phương ngang cầu, tạo mặt bằng cho bàn lán và kích đỡ hệ đà giáo. Hình 4.11 thể hiện hệ giá đỡ công xôn mở rộng trụ. Hai giá đỡ công xôn đối xứng hai bên được lắp vào các mẫu neo chèn sẵn trên thân trụ và được neo cứng với nhau bằng hệ thống các thanh bar cường độ cao. Cấu tạo chung của hệ giá đỡ công xôn được mô tả tại hình 4.12.



Hình 4.11: Ví dụ cấu tạo giá đỡ công xôn, hệ đà giáo chạy dưới

4.2.3.3.3. Cầu cổng lao lắp các dốt dầm

Cầu cổng có tác dụng nâng các phân đoạn dầm và đưa vào đúng vị trí của kết cấu nhịp. Đường ray chạy dọc cho cầu cổng chính là má trên của hệ đà giáo di động. Hệ thống cầu bên trên có thể di chuyển theo phương ngang để điều chỉnh vị trí các phân đoạn dầm. Hình 4.13 mô tả cấu tạo cầu cổng trên hệ đà giáo di động chạy dưới.



Hình 4.12: Giá đỡ công xôn,
hệ đà giáo chạy dưới

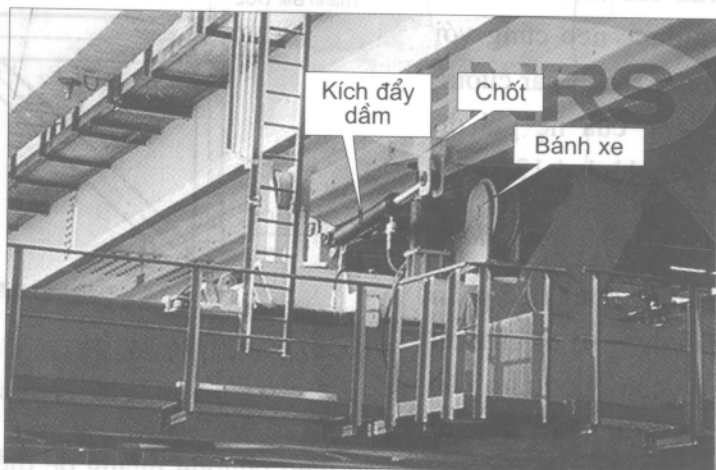


Hình 4.13: Cầu cổng chạy
trên hệ đà giáo di động

Đối với trường hợp các phân đoạn dầm được xe vận chuyển chở ra trên các nhịp đã thi công xong, hệ cầu cổng phải di chuyển về phía mũi dẫn sau để nhấc dầm từ mặt cầu đã thi công trước. Để có thể đưa ra phía trước, các dầm dầm phải ở vị trí xoay dọc theo tim cầu để di chuyển ở khoảng trống giữa hai giàn chính. Khi tới vị trí dầm dầm phải được hạ thấp phía dưới hệ giàn chính rồi mới xoay ngang và được nâng lên vào đúng vị trí yêu cầu. Do vậy, các dầm dầm khi lắp được treo dưới cầu, cổng qua bộ phận mâm xoay có khả năng quay các dầm dầm theo phương ngang.

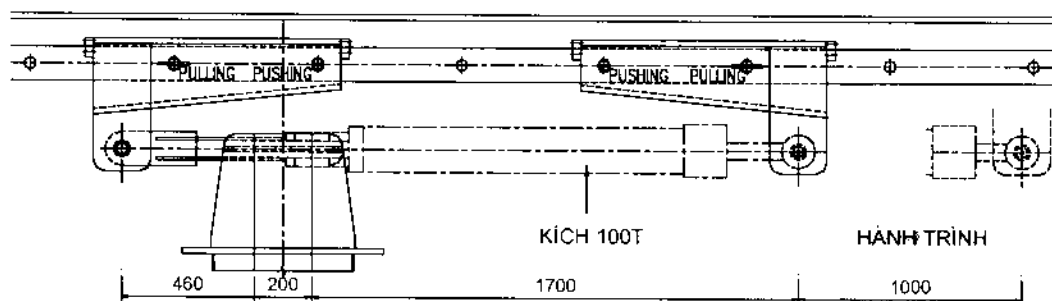
4.2.3.3.4. Hệ thống kích đẩy lao dọc đà giáo

Sau khi thi công hoàn tất một nhịp, các liên kết treo giữ hay chống đỡ các phân đoạn dầm được tháo dỡ, hệ đà giáo được hạ xuống các bàn lăn và lao dọc tới nhịp tiếp theo bằng hệ thống kích đẩy gắn tại các dầm đỡ hay các giá đỡ công xôn. Hình 4.14 mô tả hệ thống kích đẩy gắn trên hệ giá đỡ công xôn của loại hình đà giáo chạy dưới.



Hình 4.14: Hệ kích đẩy lao dọc đà giáo

Hình 4.15 mô tả cấu tạo hệ thống kích đẩy lao dọc đà giáo, mỗi chu trình đẩy là 1,0m.



Hình 4.15: Cấu tạo hệ kích đẩy lao dọc đà giáo

4.3. TỔNG HỢP CÁC THIẾT BỊ CHỦ YẾU VÀ GIÁ THÀNH NHẬP CÔNG NGHỆ

Qua phân tích ở phần 4.2 có thể thống kê các thiết bị chủ yếu của công nghệ thi công cầu BTCT phân đoạn lắp trên đà giáo di động theo bảng 4.2. Các số liệu chi tiết của thiết bị lấy theo công nghệ thi công cầu BTCT phân đoạn lắp trên đà giáo di động chạy trên của công ty NRS thực hiện năm 2000 tại dự án Middle ring road ở nội ô thủ đô Kuala Lumpur - Malaysia với các đặc điểm dự án như sau:

- Tổng chiều dài cầu: 3,2km.
- Khẩu độ nhịp lớn nhất: 45,0m.
- Mặt cắt ngang: 2 hộp song song, mỗi hộp rộng 12,2m.
- Bán kính cong: 500m.

Bảng 4.2: Tổng hợp các thiết bị chủ yếu của công nghệ

STT	Hạng mục, cấu kiện	Đơn vị	Khối lượng
1	Hệ đà giáo, gồm:	tấn	≈ 400
	Giàn chính	giàn	2
	Mũi dẫn	giàn	4
	Kích chống mũi dẫn	bộ	4
	Cầu cổng 50 T	cái	1
2	Hệ dầm đỡ, gồm:		
	Dầm đỡ trước	bộ	1
	Kích 600T	cái	4
	Dầm đỡ sau	bộ	2
	Kích 500T	cái	8
	Kích 250T	cái	8
3	Hệ kích đẩy lao dọc, gồm:		
	Bàn lăn gắn trên dầm đỡ	cái	6
	Kích 100T	cái	2

Qua tiếp xúc và trao đổi, công ty NRS đã đưa ra giá tạm tính đối với toàn bộ thiết bị và chuyển giao công nghệ như bảng 4.3 dưới đây.

Bảng 4.3: Giá thành thiết bị và chuyển giao công nghệ

STT	Hạng mục chủ yếu	Khối lượng	Giá thành (USD)
	<i>Thiết bị</i>		678.000
1	Toàn bộ kết cấu thép: USD 850/T	400 Tấn	340.000
2	Hệ kích, bàn lăn, cầu, thanh bar	Toàn bộ	338.000
	<i>Đào tạo và chuyển giao</i>		237.000
3	Đào tạo kỹ sư tính toán thiết kế	2-3 người	177.000
4	Giám sát lắp đặt và vận hành	3-4 tháng	60.000
Tổng cộng			915.000

Bảng giá trên chỉ là tạm tính, có thể bàn bạc và thỏa thuận lại trong các cuộc tiếp xúc và ký kết hợp đồng. Giá trị trên chưa tính đến thuế nhập khẩu, thuế VAT và các thuế khác theo luật Việt Nam.

Phần kết cấu thép ở mục 01 được tính với giá 850USD/Tấn. Tất cả kết cấu thép được chế tạo sẵn, vận chuyển và bàn giao tại cảng theo yêu cầu của khách hàng. Khách hàng tự lắp ráp theo chỉ dẫn và giám sát của nhà sản xuất như mục 04 - bảng 4.3.

Việc đào tạo kỹ sư tính toán thiết kế như mục 03 được tiến hành chủ yếu ở văn phòng NRS ở Kuala Lumpur - Malaysia hay văn phòng NRS ở Bang Kok - Thái Lan. Chi phí di chuyển, ăn ở cho các kỹ sư do khách hàng chi trả.

Với tính toán sơ bộ, toàn bộ kết cấu thép của hệ đà giáo chúng ta có thể sản xuất hoàn toàn trong nước, chỉ mua các thiết bị chuyên dụng và hợp tác chuyển giao công nghệ, giá thành công nghệ có thể giảm xuống 25%.

4.4. CÔNG NGHỆ CHẾ TẠO CÁC PHÂN ĐOẠN DẦM ĐÚC SẴN

Với giải pháp công nghệ này, điểm đặc trưng là các phân đoạn dầm BTCT được đúc sẵn trong công xưởng và sau đó được vận chuyển ra lắp tại hiện trường. Ngày nay, với rất nhiều nghiên cứu và áp dụng về vật liệu BTCT, việc thi công các kết cấu BTCT trở nên vô cùng thuận tiện, đảm bảo được những yêu cầu về chất lượng rất cao đặc biệt là việc thi công kết cấu BTCT trong công xưởng. Hiện tại ở một số nước đã sử dụng bê tông cường độ cao 60 ÷ 70 MPa.

4.4.1. Yêu cầu về vật liệu

Vật liệu sử dụng phải đảm bảo các yêu cầu sau:

Thép thường sử dụng theo tiêu chuẩn ASTM phải là loại có gờ, trừ khi sử dụng các thanh thép trơn, sợi thép trơn trơn làm thép đai xoắn, làm móc treo hoặc làm lưới thép.

Bê tông dùng trong kết cấu dầm hộp có cường độ tối thiểu là 35 MPa tại 28 ngày tuổi.

Ở thời điểm tháo dỡ ván khuôn các đốt dầm, cường độ bê tông chịu nén không được nhỏ hơn 17 MPa. Khi lắp các đốt dầm phải có đủ tuổi tương đương 14 ngày ở nhiệt độ 21°C.

Việc sử dụng các phụ gia bê tông phải nằm trong danh mục được phép sử dụng, phải được sự cho phép của chủ đầu tư và tuân theo các chỉ dẫn của nhà sản xuất.

4.4.2. Kỹ thuật đúc phân đoạn dầm theo nguyên tắc nối tiếp xúc (phương pháp in oản)

Để sự liên kết giữa các phân đoạn dầm đủ khả năng chống lại lực cắt phát sinh trong giai đoạn thi công và khai thác, mặt tiếp xúc giữa các đốt phải có các khóa chống cắt và mối nối tiếp xúc phải kín khít, tránh sự xâm nhập của môi trường. Để thỏa mãn các yêu cầu trên, việc đúc dầm được tiến hành theo nguyên tắc nối tiếp xúc hay kỹ thuật 'in oản' (Match casting).

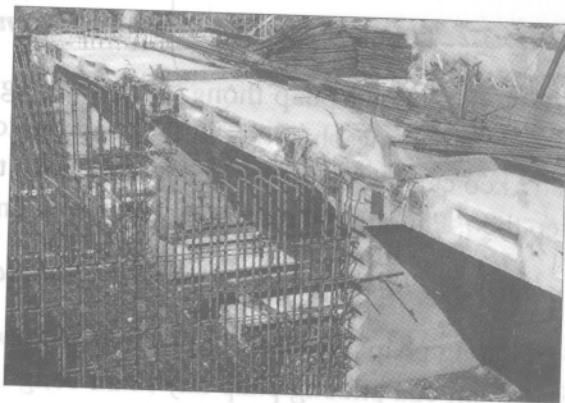
Nội dung cơ bản của kỹ thuật này là việc thi công các đốt dầm phải theo trình tự lần lượt từng đốt nối tiếp nhau, bề mặt liên kết của đốt đúc trước làm ván khuôn cho đốt tiếp theo. Kỹ thuật này có hai phương pháp đúc chính: Bê đúc toàn nhịp (Long line casting) và bê đúc phân đoạn (Short line casting).

4.4.2.1. Bê đúc toàn nhịp (Long line casting)

Bê đúc dầm có chiều dài bằng chiều dài nhịp và được tạo dốc dọc theo đúng độ dốc thiết kế của kết cấu nhịp khi hoàn thiện. Hệ thống ván khuôn di chuyển dọc chiều dài nhịp và được điều chỉnh theo đúng độ dốc dọc và trắc ngang của kết cấu nhịp. Các phân đoạn dầm được đúc lần lượt theo kỹ thuật 'in oản'.



Hình 4.15. Đốt dầm đúc sẵn



Hình 4.16. Đúc đốt dầm tiếp theo

Phương pháp này có thuận lợi là tiến độ sản xuất nhanh hơn, dễ dàng kiểm soát chính xác độ dốc dọc cũng như dốc ngang của kết cấu nhịp đặc biệt là nhịp cầu cong. Tuy nhiên yêu cầu về mặt bằng bê đúc lớn hơn, đảm bảo vững chắc để không bị lún ảnh hưởng đến hình dạng chung của kết cấu nhịp và sự kín khít của các đốt dầm khi liên kết.

4.4.2.2. Bệ đúc phân đoạn (Short line casting)

Bệ đúc dầm có chiều dài chỉ bằng 2 lần chiều dài đốt đúc, ván khuôn dầm và 1 mặt ván khuôn bịt đầu đặt cố định, ván khuôn đáy có thể điều chỉnh cao độ và độ nghiêng theo phương dọc cầu. Sau khi đúc xong và bê tông đã đủ cường độ yêu cầu, phân đoạn. Đốt dầm đúc sẵn dầm được di chuyển về phía trước để lấy mặt bằng đúc phân đoạn tiếp theo.

Phương pháp này yêu cầu mặt bằng bệ đúc nhỏ hơn nhưng các đốt đúc phải chờ một thời gian tối thiểu để bê tông đủ cường độ trước khi nhấc chuyển và phải tính toán chi tiết để điều chỉnh độ dốc dọc, dốc ngang và cả góc chuyển hướng (đối với cầu cong) cho từng đốt dầm để đảm bảo hình dạng tổng thể của kết cấu nhịp.

4.4.3. Công nghệ lao lắp dầm

Công tác lao lắp các phân đoạn dầm trong công nghệ thi công cầu BTCT phân đoạn lắp trên đà giáo di động về nguyên tắc không có gì khác biệt với công tác lao lắp các đốt dầm trong công nghệ lắp hẫng. Tuy nhiên với đặc thù riêng của công nghệ, công tác lao lắp các phân đoạn dầm ở đây có một số biến đổi, phát triển cho phù hợp công nghệ, đảm bảo yêu cầu, tiêu chuẩn kỹ thuật.

4.4.3.1. Lao lắp bằng cầu cổng

Khi điều kiện mặt bằng bên dưới thuận tiện, các đốt dầm có thể được vận chuyển đến phía dưới nhịp và việc nâng lên, đặt các đốt dầm vào vị trí rất thuận tiện.

Trong trường hợp điều kiện mặt bằng không cho phép, các đốt dầm được chở đến phía mũi dẫn sau trên mặt cầu đã hoàn thành. Cầu cổng chuyển các đốt dầm từ sau ra trước và xoay ngang đốt dầm hạ vào đúng vị trí yêu cầu.

4.4.3.2. Thi công lao lắp từng nhịp (Span by span erection method)

Đây là phương pháp thông dụng sử dụng cho các nhịp trung bình từ 35m ÷ 50m. Đặc điểm của phương pháp này là thi công lắp toàn bộ các phân đoạn của một nhịp, tiến hành căng kéo cáp DUL tất cả các đốt dầm, hoàn tất và lao dọc đà giáo tiếp tục thi công các nhịp tiếp theo. Phương pháp thi công này đơn giản, tiến độ thi công nhanh hơn.

4.4.3.3. Thi công hẫng cân bằng (Balanced cantilever erection method)

Phương pháp này sử dụng phù hợp cho các nhịp lớn hơn, chiều dài nhịp từ 50m đến 70m. Đặc điểm của phương pháp này là thi công lắp đối xứng cân bằng qua tim trụ và căng trước các phân đoạn dầm với nhau tạo thành hệ khung T đối xứng. Các phân đoạn giữa nhịp được lao lắp sau cùng, thi công mỗi nối ướn và tiến hành căng kéo DUL nối liên tục kết cấu nhịp.

Sử dụng phương pháp này phù hợp cho các nhịp lớn vì trong quá trình thi công, các đốt dầm khi lắp đối xứng qua trụ có thể tự cân bằng do vậy hệ đà giáo chỉ chịu tải trọng chủ yếu của các đốt dầm giữa, không đòi hỏi đà giáo phải có độ cứng cao, có cấu tạo to lớn và nặng nề.

4.4.3.4. Mối nối giữa các đốt dầm

Điểm đặc trưng riêng biệt của công nghệ thi công cầu BTCT lắp ghép nối chung và công nghệ thi công cầu BTCT DƯL phân đoạn lắp ghép dưới đà giáo di động nói riêng là xử lý mối nối giữa các phân đoạn. Trên bề mặt tiếp giáp giữa hai đốt dầm phải bố trí các khóa chống cắt trên suốt chiều cao sườn dầm và ở cả các bản đỉnh và đáy. Vấn đề đặc biệt quan trọng đối với các mối nối là phải đảm bảo bề mặt tiếp xúc tốt, khít chặt giữa hai đốt dầm.

Có hai loại mối nối theo tiêu chuẩn 22TCN-272-01 bao gồm:

- Mối nối loại A: mối nối ướt (Wet joint).
- Mối nối loại B: mối nối khô (Dry joint).

a) Mối nối khô:

Mối nối khô là loại mối nối không dùng bất cứ vật liệu dính bám nào giữa hai mặt tiếp xúc của hai đốt dầm. Keo epoxi có thể dùng chỉ để miết mạch bên ngoài ngăn cản các tác nhân xâm thực từ môi trường. Đây là giải pháp mối nối tạo thuận tiện cho công tác lao lắp, giảm bớt một số công tác hiện trường giúp đẩy nhanh tiến độ thi công.

Ngược lại, yêu cầu đối với công tác sản xuất các phân đoạn dầm trong công xưởng đòi hỏi phải đạt chất lượng rất cao về vật liệu, về kích thước, đặc biệt đối với các bề mặt tiếp xúc phải đảm bảo độ kín khít.

Tuy nhiên sau một số công trình áp dụng, mối nối khô phát sinh nhiều khuyết điểm như: công tác quản lý chất lượng mối nối tại công trường rất khó khăn, khả năng chống xâm thực của môi trường thấp.... Với những lý do như vậy, vừa qua các nhà khoa học trên thế giới đã đưa ra những cảnh báo và khuyên không nên sử dụng loại mối nối này.

b) Mối nối ướt:

Mối nối ướt là loại mối nối sử dụng vật liệu dính bám giữa hai mặt tiếp xúc của hai đốt dầm. Giải pháp mối nối này đã được sử dụng phổ biến trong rất nhiều công trình và đảm bảo được các yêu cầu về chất lượng đối với mối nối kết cấu nhịp.

Khi thiết kế loại mối nối ướt rộng, phải bố trí cốt thép và có thể sử dụng loại bê tông riêng biệt cho mối nối.

Yêu cầu đối với vật liệu dính bám:

- Đảm bảo yêu cầu về cường độ và tuổi thọ sử dụng.
- Khả năng dính bám, linh động lắp chỗ rỗng khi thi công.
- Ngăn cản được các tác nhân xâm thực từ môi trường.
- Thời gian đông cứng phù hợp với các yêu cầu đặc trưng của công nghệ.

Khi sử dụng mối nối dùng keo dính bám, phải sử dụng hệ thống tạo DƯL gây nên ứng suất nén nhỏ nhất là 0,21 MPa và trung bình phải bằng 0,28 MPa đi qua mối nối cho tới khi chất keo dính bám đông cứng.

Hiện nay, trên thế giới cũng như ở trong nước thường sử dụng keo dính bám có dạng vữa gốc nhựa epoxy 3 thành phần với cốt liệu chọn lọc có cường độ cao (70÷80 MPa).

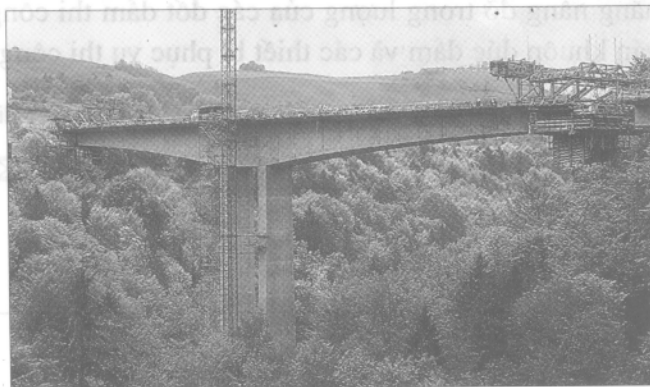
Công trình cầu Kiên - QL.10 đang được thi công tại Thành phố Hải Phòng là dạng cầu treo dây văng có kết cấu dầm chủ BTCT tiết diện hình hộp thi công lắp ghép các phân đoạn đúc sẵn. Mỗi nối dầm chủ sử dụng keo Sikadur 731 gốc nhựa epoxy 2 thành phần thixotropic cường độ cao, đông cứng nhanh và không co ngót.

Các thông số kỹ thuật của Sikadur 731 phù hợp với tiêu chuẩn ASTM C881-78 do nhà sản xuất cung cấp theo bảng dưới đây:

Các thông số kỹ thuật của SIKADUR 731	
Cường độ nén	65 MPa
Cường độ uốn	30 MPa
Cường độ kéo	20 MPa
Môđun đàn hồi	8500 MPa
Khối lượng riêng	1,7 kg/lít
Cường độ dính kết với bê tông:	
Lực nhổ bật (bê tông vỡ)	3,5 MPa
Lực cắt trượt	20 MPa
Thời gian cho phép thi công:	
30°C	20 phút
20°C	40 phút
10°C	90 phút
05°C	150 phút

Chương 5

CÔNG NGHỆ THI CÔNG DẦM LIÊN TỤC THEO PHƯƠNG PHÁP ĐÚC HẸNG CÂN BẰNG



5.1. CÁC PHƯƠNG PHÁP ĐÚC HẸNG CẦU BÊTÔNG CỐT THÉP DỰ ỨNG LỰC

5.1.1. Giới thiệu

Phương pháp đúc hẫng là quá trình xây dựng kết cấu nhịp dần từng đốt theo sơ đồ hẫng cho tới khi nối liền thành các kết cấu nhịp cầu hoàn chỉnh. Có thể thi công hẫng từ trụ đối xứng ra 2 phía hoặc hẫng dần từ bờ ra. Phương pháp này có thể áp dụng thích hợp để thi công các kết cấu nhịp cầu liên tục cầu dầm hẫng, cầu khung hoặc cầu dây xiên có dầm cứng BTCT. Đối với cầu dầm có thể xây dựng nhịp dài từ 70 - 240m, nếu là cầu dây xiên dầm cứng có thể vượt nhịp từ 200 - 350m.

5.1.1.1. Nội dung cơ bản của phương pháp đúc hẫng



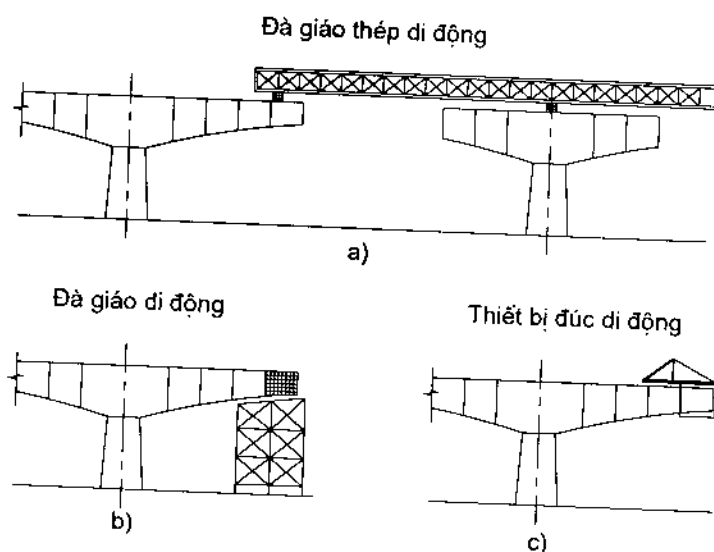
Hình 5.1. Cầu dầm hộp trên đường cong



Hình 5.2. Cầu dầm hộp trên đường thẳng

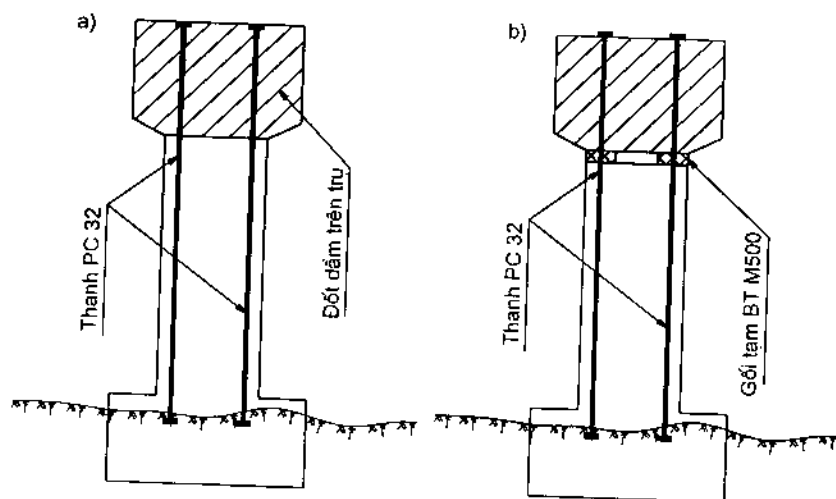
Khi thi công theo phương pháp đúc hẫng, kết cấu nhịp BTCT được đúc tại chỗ trên đà giáo di động theo từng đốt nối liền tiếp nhau đối xứng qua trụ cầu. Cốt thép thường của các khối được liên kết với nhau trước khi đúc bê tông để đảm bảo tính liên khối và chịu cắt tốt của kết cấu. Sau khi bê tông đổ đầm đủ cường độ cần thiết thì các đốt này được liên kết với các đốt đã đúc trước đó nhờ các cốt thép DUL.

Phần cánh hẫng của kết cấu nhịp dầm BTCT đã được thi công xong phải đảm bảo đủ khả năng nâng đỡ trọng lượng của các đốt dầm thi công sau đó cùng với trọng lượng giàn giáo ván khuôn đúc dầm và các thiết bị phục vụ thi công.



Hình 5.3. Các sơ đồ điển hình đúc hẫng kết cấu nhịp BTCT

Trên hình 5.3 là sơ đồ điển hình đúc hẫng cầu khung BTCT. Có thể dùng một dàn thép bắc qua và tựa trên các trụ làm dàn giáo treo đỡ ván khuôn phía dưới để đúc các đốt dầm (hình 5.3a). Cũng có thể dùng một dàn giáo chống di động trên mặt đất hoặc trên cầu tạm để đổ ván khuôn bên trên (hình 5.3b). Theo các sơ đồ này phần cánh hẫng đã thi công xong trước đó chỉ chịu tải bản thân và thiết bị thi công bên trên. Nếu dùng bộ ván khuôn di động treo ngay vào phần kết cấu nhịp đã thi công xong như hình 5.3c thì cần phải tính thêm tải trọng của ván khuôn, dàn giáo tác động lên cánh hẫng.



Hình 5.4. Neo đốt dầm đầu tiên trên trụ

Để đảm bảo ổn định chống lật trong suốt quá trình thi công đúc hẫng phải đảm bảo tính đối xứng của hai cánh hẫng (thi công hẫng từ trụ ra) hoặc nhờ trọng lượng bản thân của nhịp sát bờ đã đúc trên đà giáo làm đối trọng (hình 5.3b).

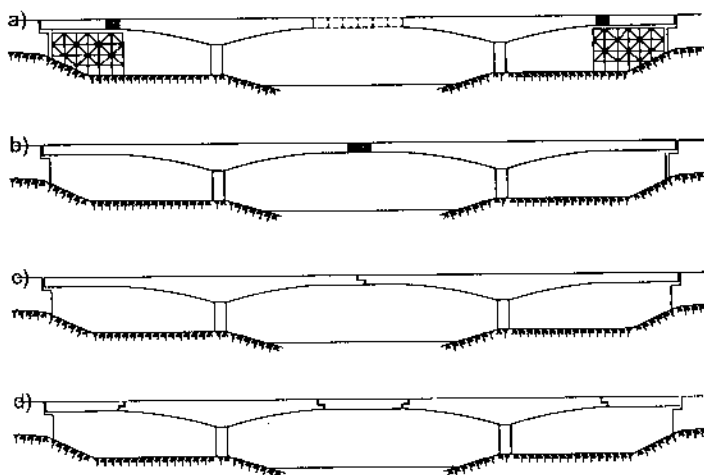
Đối với các sơ đồ cầu khung, đốt dầm trên đỉnh trụ được liên kết cứng với thân trụ nhờ các cáp thép dự ứng lực chạy suốt chiều cao trụ (hình 5.4a), với các sơ đồ cầu dầm đốt này cũng được liên kết cứng tạm thời vào trụ cầu nhờ các gối tạm và các cáp thép hoặc các thanh cốt thép dự ứng lực mà sau khi thi công xong sẽ tháo bỏ (hình 5.4b). Quá trình thi công hẫng ở cầu Phú Lương (Quốc lộ 5) đã dùng biện pháp như vậy.

Ở giai đoạn thi công cánh hẫng, kết cấu nhịp chỉ chịu mômen âm do đó chỉ cần bố trí cốt thép dự ứng lực ở phía trên. Sau khi đúc xong một cặp đốt dầm đối xứng thì kéo căng cốt thép dự ứng lực từ đầu mút này sang đầu mút kia và bơm vữa bê tông lấp kín khe hở giữa cốt thép và thành ống ngay để bảo vệ cốt thép. Nếu phần cánh hẫng quá dài thì phải bố trí điểm nối cáp dự ứng lực hay có thể phân thành hai đoạn từ trụ ra mỗi cánh mút thừa.

Trong quá trình đúc hẫng các đốt dầm phải theo dõi chặt chẽ độ võng của cánh hẫng và biến dạng xoắn của mặt cắt. Cốt thép dự ứng lực cần được bố trí đối xứng qua tim dọc cầu và đảm bảo ít nhất mỗi sườn dầm có một bó cốt thép được kéo căng và neo lại ở cuối đốt.

Sau khi đúc xong đốt cuối cùng của các cánh hẫng tiến hành nối ghép chúng lại thành kết cấu nhịp hoàn chỉnh theo sơ đồ nhịp đã thiết kế. Có ba hình thức nối ghép:

Nếu là cầu dầm hay cầu khung liên tục thì tiến hành nối cứng lần lượt các cánh hẫng. Đốt nối giữa hai cánh hẫng kề nhau gọi là đốt “hộp long” có chiều dài từ 1,5 - 2 m được đúc trên ván khuôn treo giữa hai đầu mút thừa. Sau khi đúc xong tiến hành kéo căng các bó cốt thép chịu mômen dương phía dưới đáy dầm. Các bó cốt thép chịu mômen dương được bố trí trong bản đáy hộp và uốn cong lên neo ở các ụ neo đã bố trí sẵn trên bề mặt bản đáy. Một số bó cốt thép có thể được uốn cong và neo vào sườn dầm.



Hình 5.5. Liên kết các cánh hẫng thành các sơ đồ cầu khung liên tục khung T chốt và khung tĩnh định

Trên hình 5.5a giới thiệu ví dụ nối cứng phân cánh hẫng với đoạn dầm của nhịp sát bờ. Đoạn nối được đúc sẵn trên đà giáo gấn mố và nối cứng với cánh hẫng bằng cốt nối “hợp long” chọn tương ứng với vị trí đổi dấu của biểu đồ mômen của kết cấu nhịp.

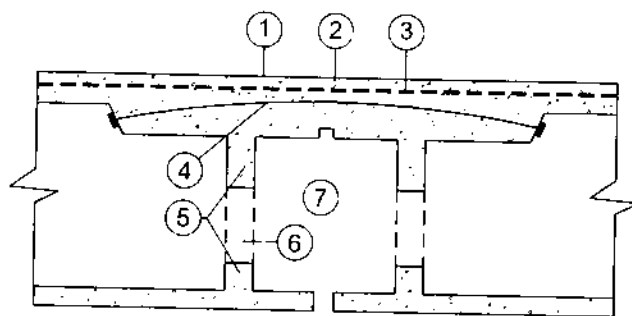
Trong các cầu khung chốt thì cốt nối cứng được thay thế bằng liên kết khớp quay hay khớp mềm (hình 5.5c và hình 5.6).

Trường hợp đặt giữa hai mút hẫng một đoạn dầm đeo thì sẽ hình thành hệ thống cầu khung hay cầu dầm tĩnh định (hình 5.5d).

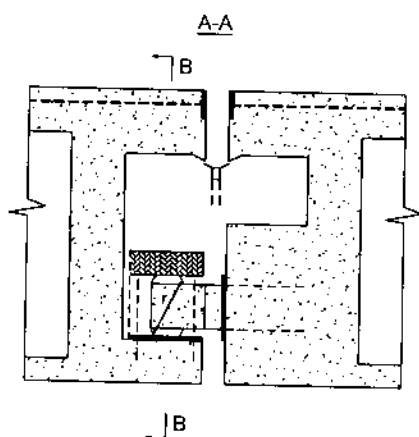
Sau khi kết cấu nhịp đã được hợp long và nối thành hệ thống hoàn chỉnh, có thể phải đặt thêm và kéo căng một số cốt thép dự ứng lực tăng cường ở các vị trí cần thiết nhằm đảm bảo khả năng chịu lực của kết cấu trong giai đoạn khai thác cầu. Các cốt thép này thường được uốn cong và tập trung trên đỉnh trụ. Nếu số lượng các bó cáp quá nhiều có thể đưa một số bó ra ngoài tiết diện (dự ứng lực ngoài). Ở cầu sông Gianh (Quảng Bình) đã áp dụng giải pháp này.

Hình 5.6. Cầu tạo liên kết khớp

1. Áo đường;
2. Lớp ngăn cách phòng nước;
3. Tấm phủ bằng kim loại không gỉ;
4. Bó thép dự ứng lực;
5. Dầm ngang;
6. Lối thông vào buồng kiểm tra;
7. Buồng kiểm tra.



a) Khớp mềm



b) Sơ đồ khớp quay

5.1.1.2. Các ưu điểm của phương pháp đúc hẫng

Việc đúc hẫng từng cốt trên đà giáo di động giảm được chi phí đà giáo. Ván khuôn được dùng lại nhiều lần với cùng một thao tác lắp lại sẽ làm giảm chi phí nhân lực và nâng cao năng suất lao động.

Phương pháp đúc hẫng thích hợp với việc xây dựng các dạng kết cấu nhịp có chiều cao mặt cắt thay đổi, khi đúc các đốt dầm chỉ cần điều chỉnh cao độ ván khuôn đáy dầm cho phù hợp. Mặt cắt kết cấu nhịp đúc hẫng có thể là hình hộp, bản chữ nhật hay dầm có sườn. Việc thay đổi chiều cao tiết diện cho phép sử dụng vật liệu kết cấu một cách hợp lý giảm được trọng lượng bản thân kết cấu và cho phép vượt các nhịp lớn (cầu Hamana ở Nhật Bản thi công đúc hẫng vượt nhịp tới 240m).

Trong trường hợp xây dựng các cầu có sơ đồ kết cấu hợp lý thì quá trình đúc hẫng tạo ra sự phù hợp về trạng thái làm việc của kết cấu trong giai đoạn thi công và giai đoạn khai thác. Điều này làm giảm số lượng các bộ cấp phục vụ thi công dẫn đến việc hạ giá thành công trình do không phải bố trí và căng kéo các bộ cấp tạm thời.

Phương pháp thi công hẫng không bị phụ thuộc vào không gian dưới cầu do đó có thể thi công trong điều kiện sông sâu, thông thuyền hay xây dựng các cầu vượt qua thành phố, các khu công nghiệp mà không cho phép đình trệ sản xuất hay giao thông dưới công trình.

Tuy nhiên việc đúc hẫng kết cấu trong điều kiện hẫng kém ổn định, mặt bằng chật hẹp đòi hỏi phải có trình độ tổ chức tốt, trang thiết bị đồng bộ, cũng như trình độ công nhân phù hợp mới có thể đảm bảo chất lượng công trình.

5.1.1.3. Các sơ đồ cầu thích hợp với phương pháp đúc hẫng

Phương pháp đúc hẫng phù hợp với các sơ đồ cầu có trạng thái chịu mômen âm trên gối trụ. Đó là các sơ đồ cầu dầm liên tục, cầu dầm hẫng, cầu khung siêu tĩnh hoặc tĩnh định, cầu treo dây xiên - dầm cứng.

Khẩu độ nhịp kinh tế là nhịp $70 \leq L \leq 50m$. Ở Việt Nam đã áp dụng phương pháp đúc hẫng để thi công các cầu khung T - dầm đeo tĩnh định ở cầu Nông Tiến, cầu Bình. Gần đây đã thi công các cầu có chiều dài nhịp khá lớn với sơ đồ siêu tĩnh như cầu Phú Lương, cầu Non Nước, Phù Đổng, Tân Đệ... và cầu Thanh Trì hiện đang được thi công.

5.1.2. Phân loại các trường hợp đúc hẫng

5.1.2.1. Đúc hẫng từ trụ ra hai phía

Đây là hình thức phổ biến nhất của phương pháp đúc hẫng (hình 5.5a, c). Nguyên lý chung là từ đoạn dầm đầu tiên đã được neo chắc chắn trên đỉnh trụ, kết cấu nhịp được đúc hẫng vươn dài ra hai phía theo nguyên tắc đảm bảo tính đối xứng qua trụ để giữ ổn định chống lật đổ. Các bộ cấp dự ứng lực cũng được bố trí theo nguyên tắc đối xứng cả trên phương diện mặt bằng cũng như qua tim trụ. Phương pháp này có ưu điểm là lợi dụng được tính đối xứng, tự cân bằng ổn định, tốc độ thi công nhanh.

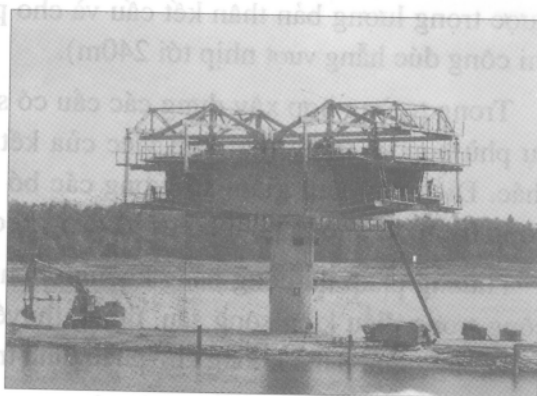
Trong quá trình thi công cần xét các tình huống mà tải trọng của hai cánh hẫng không cân bằng như:

- Khi đặt lệch thiết bị thi công,
- Khi xảy ra sự cố ở một số đốt đang đúc của một bên cánh hẫng,

- Thời điểm lắp đặt dầm đeo ở một bên cánh hẫng,
- Tải trọng gió tác dụng chủ yếu vào phía dưới một bên cánh hẫng có thể gây ra các mômen uốn rất lớn bất lợi cho trụ.



Hình 5.7. Thi công hẫng đối xứng cầu Phù Đồng



Hình 5.8. Thi công hẫng đối xứng cầu Tiên Cựu

Với các nhịp dài chừng $70 \div 120\text{m}$ chỉ cần neo chắc chắn kết cấu nhịp vào trụ là đảm bảo ổn định. Với các nhịp dài hơn có thể phải dùng thêm một vài trụ tạm để giảm nhỏ chiều dài cánh hẫng nhằm giảm trị số độ võng ở đầu mút hẫng và ứng lực ở mặt cắt gần trụ.

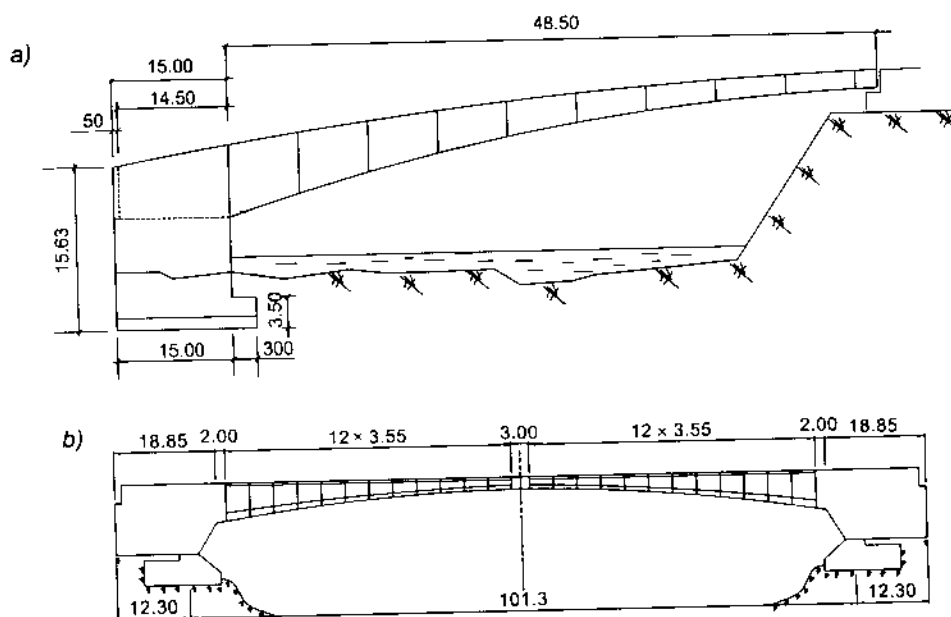
Có thể dùng thêm một trụ tạm trong trường hợp đúc hẫng toàn bộ kết cấu nhịp mà chiều dài hai cánh hẫng tính từ tim trụ không bằng nhau. Một giải pháp khác là thiết kế trụ thành hai thân đặt song song cách nhau một đoạn để đảm bảo chống lật đồng thời thu ngắn cánh hẫng như ở cầu Choisy le Roi (Pháp). Cũng có thể thay thế các trụ tạm bằng hệ thống dây văng tạm thời.

5.1.2.2. Đúc hẫng kết cấu nhịp từ bờ ra

Ở các nhịp sát bờ khoảng trống dưới cầu không cao lắm nên có thể dùng hệ đà giáo cố định đỡ bên dưới để đúc tại chỗ toàn bộ nhịp sát bờ (hình 5.5b). Nhịp giữa sông sẽ được đúc hẫng tiếp nối từ trụ sát bờ ra và nhờ trọng lượng của nhịp bờ giữ ổn định chống lật. Nhịp bờ sẽ được căng kéo cốt thép hoàn chỉnh trước khi đúc hẫng nhịp giữa. Phương pháp này thích hợp cho các cầu có ba nhịp mà nhịp giữa có chiều dài lớn để vượt qua phân dòng chính của sông. Ví dụ: điển hình là sơ đồ của cầu Abtozabogckuu ở Nga có sơ đồ kết cấu nhịp $36,4 + 148 + 36,4\text{ m}$, các nhịp bờ được thu ngắn và có kích thước lớn để đủ trọng lượng làm đối trọng cho thi công hẫng nhịp giữa.

Đối với cầu có một nhịp cần có các biện pháp đảm bảo ổn định như dằn đầu nhịp vào móng bằng đối trọng đủ lớn hay neo giữ chúng bằng các cáp dự ứng lực tạm thời.

Hình 5.9 ví dụ kết cấu nhịp cầu một nhịp được xây dựng hằng từ một mố hết toàn bộ kết cấu nhịp. Kết cấu mố bên trái được cấu tạo có kích thước lớn chủ yếu làm vai trò đối trọng giữ ổn định cho thi công hằng toàn nhịp. Mố bên phải có cấu tạo thông thường.



Hình 5.9: a) Thi công hằng từ một bên mố.
b) Thi công hằng từ hai bên mố (cầu Grande Cote)

5.1.3. Mặt cắt ngang đầm BTCT dự ứng lực đúc hằng

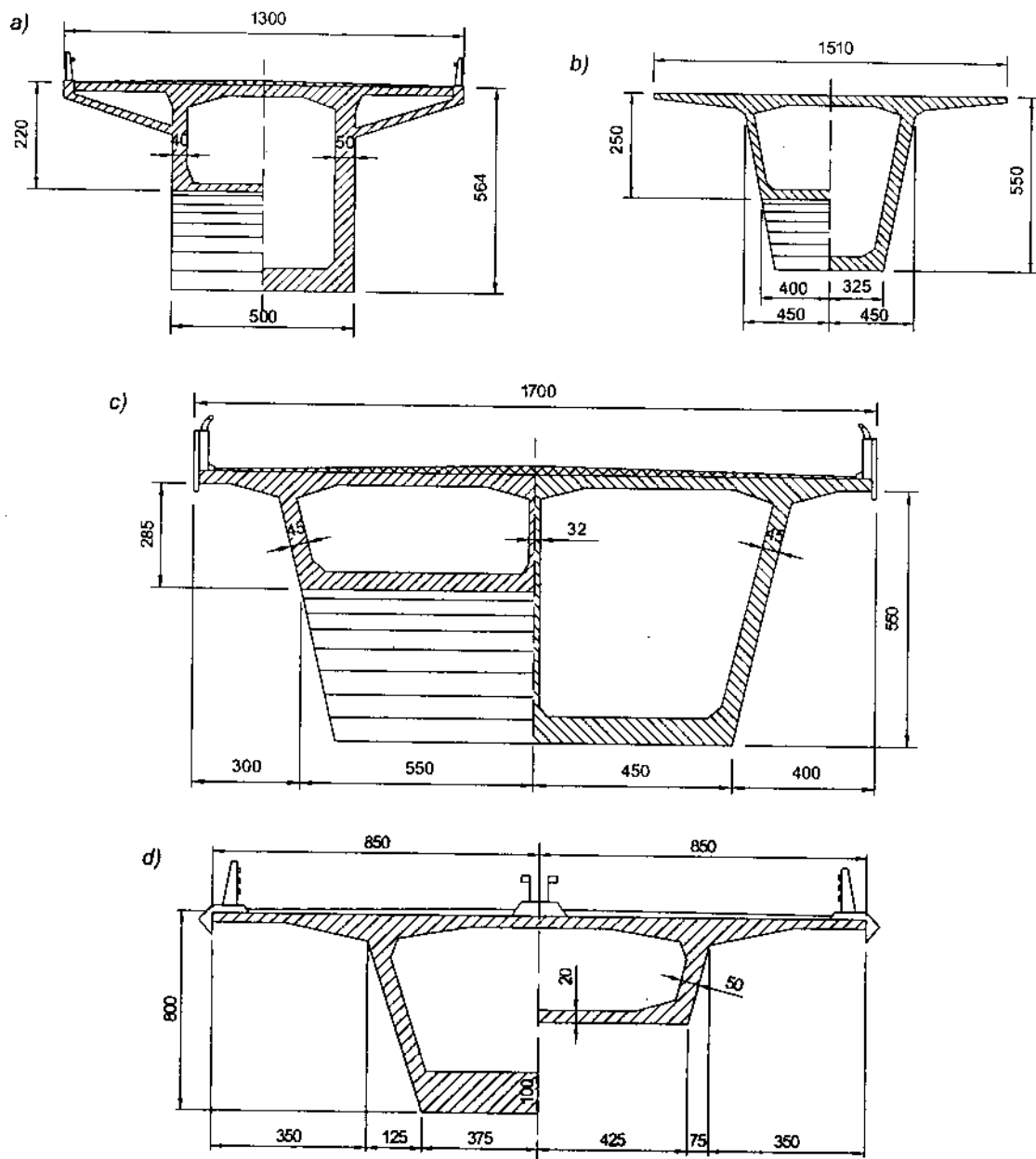
Phương pháp thi công hằng thích hợp với nhiều dạng mặt cắt. Dạng mặt cắt ngang hình hộp có thành thẳng đứng hay xiên và có chiều cao mặt cắt thay đổi được áp dụng phù hợp với phương pháp thi công đúc hằng vì các lý do sau đây :

Trong suốt quá trình thi công hằng và quá trình khai thác sau đó, phần kết cấu nhịp trên đỉnh trụ và gần đó chịu mômen âm do tải trọng. Ứng suất nén rất lớn sẽ tác dụng ở phần đáy đầm tại khu vực đỉnh trụ. Phần bản đáy BTCT của hộp tại vị trí này có thể có chiều dày thay đổi để phù hợp với trị số ứng suất nén phát sinh trong nó. Ngoài ra bản đáy hộp còn đóng vai trò như một bản giằng để đảm bảo ổn định cho các sườn đầm chịu nén.

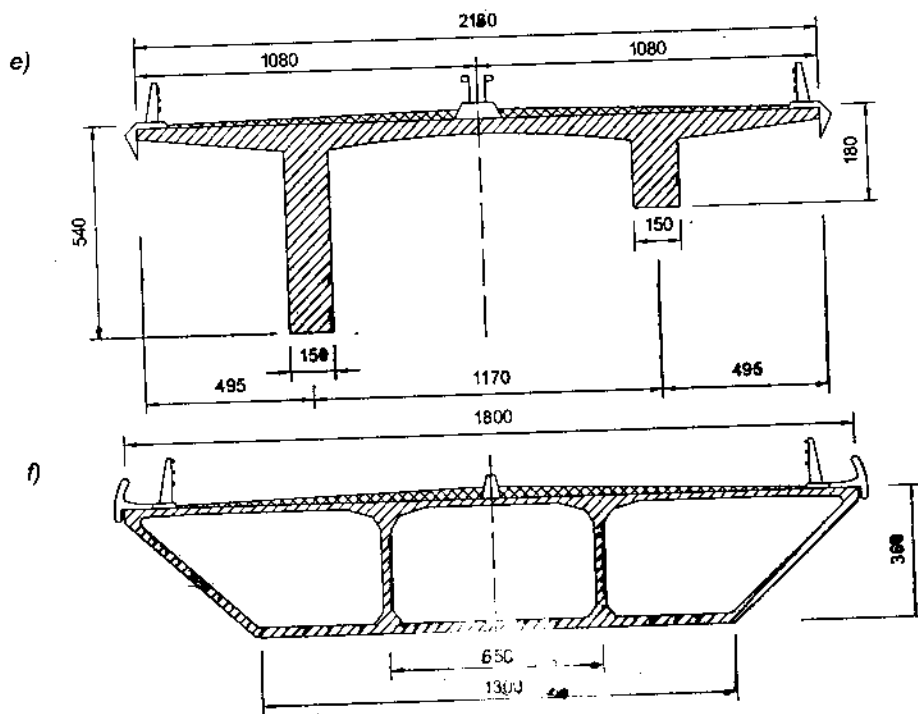
So với các dạng mặt cắt đầm có sườn, việc bố trí bản đáy hộp BTCT có chiều ngang lớn sẽ nâng cao được cánh tay đòn nội ngẫu lực làm tăng khả năng chịu mômen của kết cấu.

Trong quá trình đúc hằng, đặc biệt ở các giai đoạn đúc các đốt ở mút hằng, kết cấu nhịp phải làm việc trong điều kiện kém ổn định như phải chịu các tải trọng gió ngang, chịu các tác động lực do sự di chuyển của các thiết bị thi công, hay do lực căng kéo các bó cáp dự ứng lực không đảm bảo tuyệt đối đồng đều. Khi đó mặt cắt ngang hình hộp thoả mãn điều kiện chống xoắn tốt giúp cho kết cấu nhịp giữ được ổn định dưới các tác động phức tạp của nhiều loại tải trọng nêu trên.

Đối với các kết cấu nhịp dầm liên tục, cầu dầm hẫng, hay các loại cầu khung thì ở khu vực đỉnh trụ đồng thời với trị số mômen nội lực lớn còn phát sinh lực cắt có trị số lớn. Vì vậy chiều cao mặt cắt dầm tại đây thường chọn $H = (1/16 \div 1/20)L_{\max}$ và ở giữa nhịp thường chọn $H = (1/30 \div 1/40)L_{\max}$ để phù hợp với yêu cầu chịu lực. Việc thay đổi chiều cao mặt cắt cho phép phân phối vật liệu của kết cấu nhịp một cách hợp lý, tiết kiệm vật liệu đồng thời giảm được trọng lượng bản thân kết cấu. Chiều cao nhỏ nhất của mặt cắt không nên chọn nhỏ hơn 1,5m để tạo điều kiện cho các thao tác thi công trong lòng khối hộp.



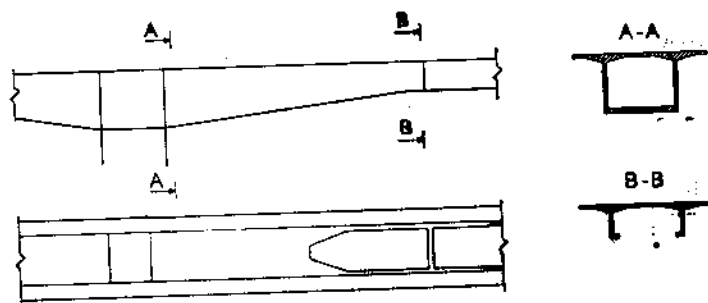
Hình 5.10: a, b, c, d: Các dạng mặt cắt ngang điển hình của cầu BTCT đúc hẫng



Hình 5.10: e, f: Các dạng mặt cắt ngang điển hình của cầu BTCT đúc hẫng

Việc thay đổi chiều cao mặt cắt có thể thực hiện dễ dàng nhờ việc điều chỉnh cao độ ván khuôn đáy hộp của dạng mặt cắt ngang hình hộp có thành hộp thẳng đứng. Nhưng nếu là các hộp có thành nghiêng thì vấn đề trở nên phức tạp vì như vậy đồng thời phải làm thay đổi chiều rộng của bản đáy hộp.

Đoạn dầm giữa nhịp phải chịu mômen dương, bản đáy hộp tại đó làm việc ở trạng thái chịu kéo. Nếu là các sơ đồ cầu tĩnh định thì đoạn này bố trí các dầm đeo có mặt cắt chữ T hoặc chữ I là hợp lý. Ở các sơ đồ cầu dầm liên tục thì có thể bỏ bớt bản đáy dầm ở khu vực này để tiết kiệm vật liệu, tuy nhiên cần bố trí một đoạn vượt dốc chuyển đổi để đảm bảo sự truyền lực đồng đều (hình 5.11).



**Hình 5.11: Thay đổi kiểu dạng mặt cắt ngang theo chiều dài dầm.
Mặt cắt ở gối là hình hộp, mặt cắt giữa nhịp dạng chữ T**

Nếu xét theo quan điểm chịu mômen xoắn thì tốt nhất là cấu tạo bản đáy hộp với độ dày tối thiểu chừng 20cm. Trong trường hợp này có thể bố trí cốt thép dự ứng lực chịu mômen dương ở bản đáy để tránh tập trung quá nhiều bó cốt thép ở sườn dầm.

Tùy theo chiều rộng cầu có thể bố trí cấu tạo mặt cắt ngang phù hợp. Nếu $B \leq 13m$ chỉ nên bố trí một hộp có 2 sườn dầm $13 \leq B \leq 18m$ bố trí một hộp có 3 hoặc 4 sườn dầm. Nếu $B > 18m$ nên bố trí 2 hộp.

Ở các cầu mà trên mặt cắt ngang bố trí hai hộp thì mỗi kết cấu nhịp hộp được đúc hẫng một cách độc lập, sau đó tiến hành nối ghép chúng lại thành kết cấu nhịp hoàn chỉnh. Để giảm tải trọng thi công cho các kết cấu nhịp dài có thể đúc hẫng phần chính của mặt cắt ngang trước tiên, phần cánh hẫng của vĩa hè sẽ được đúc sau khi đã hợp long hoàn chỉnh sơ đồ nhịp.

Chiều dày các sườn dầm phải thỏa mãn yêu cầu đủ chịu lực cắt, đồng thời có cấu tạo giúp cho việc đúc bê tông dễ dàng cũng như đủ kích thước để chứa các bó cáp dự ứng lực uốn cong trong sườn dầm. Kích thước hợp lý vào khoảng $35 \div 45cm$, có thể thay đổi chút ít tùy theo khẩu độ nhịp.

Chiều dày bản đáy dầm thay đổi theo yêu cầu chịu lực với độ chuyển tiếp từ 1:3 đến 1:5. Theo yêu cầu cấu tạo nên bố trí chiều dày bản đáy ít nhất là 20cm để dễ bố trí các lưới cốt thép thường. Khi trong bản đáy có đặt các bó cáp thép dự ứng lực thì chiều dày của nó không được nhỏ hơn 3 lần đường kính của ống gel chứa cáp.

Ngoài ra để chú ý đến sự phân bố lực hài hoà giữa các bộ phận thì chiều dày bản đáy hộp không nên nhỏ quá $1/3$ chiều dày thành dầm chính.

Chiều dày bản mặt cầu được xác định theo yêu cầu tính toán. Thông thường có thể chọn trong khoảng $1/20 \div 1/22$ nhịp tính toán của bản. Trong trường hợp nhịp bản quá lớn có thể bố trí thêm các sườn theo phương ngang cầu.

Nếu dùng dạng mặt cắt ngang có thành xiên có thể dùng chiều cao không đổi hoặc chiều cao thay đổi. Dạng mặt cắt dầm có sườn như trên hình 5.10a hiện nay ít dùng.

5.2. CÁC THIẾT BỊ VÀ KẾT CẤU PHỤ TẠM PHỤC VỤ ĐÚC HÃNG

5.2.1. Bộ ván khuôn di động (xe đúc hẫng)

5.2.1.1. Giới thiệu chung

Bộ ván khuôn di động có 2 nhiệm vụ:

- Bảo đảm đúng vị trí hình học của các đốt kết cấu nhịp trong không gian.
- Treo đỡ trọng lượng của các đốt kết cấu nhịp trong thời gian bê tông của chúng hóa cứng và khi đang kéo căng cốt thép dự ứng lực.

Bộ ván khuôn di động gồm phần ván khuôn treo và một khung đỡ bằng thép được liên kết chắc chắn với phần kết cấu nhịp đã được làm xong trước đó.

5.2.1.2. Các ván khuôn di động kiểu cơ điện

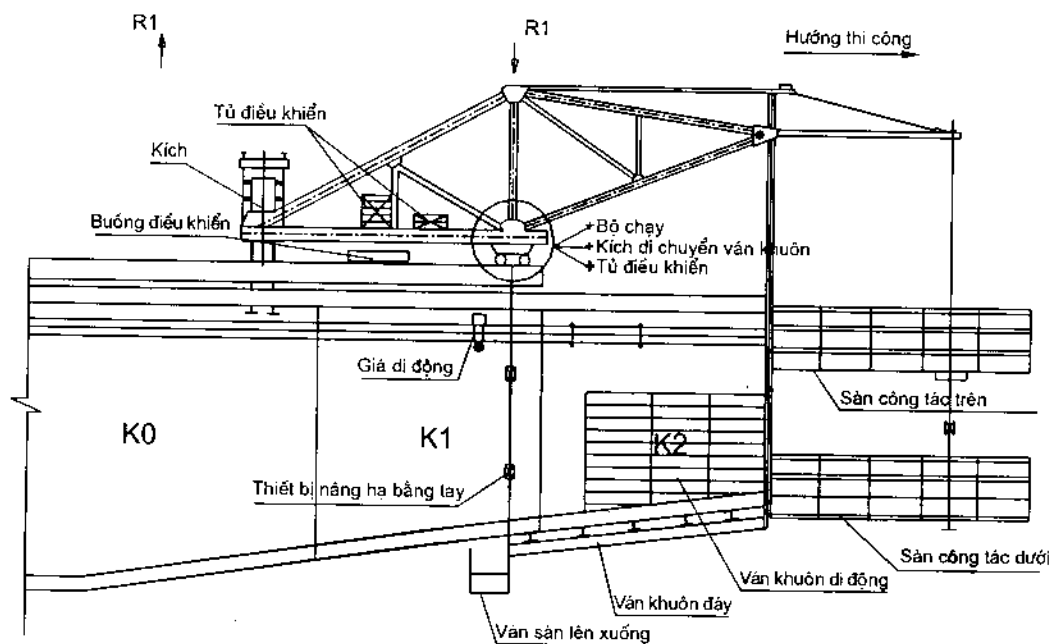
Trọng lượng các đốt kết cấu nhịp trong lúc đổ bê tông sẽ truyền qua các thanh treo của ván khuôn lên khung đỡ rồi truyền vào đầu công xôn của phần kết cấu nhịp đã được làm xong trước đó.

5.2.1.2.1. Ván khuôn di động có khung đỡ đặt trên đỉnh kết cấu nhịp

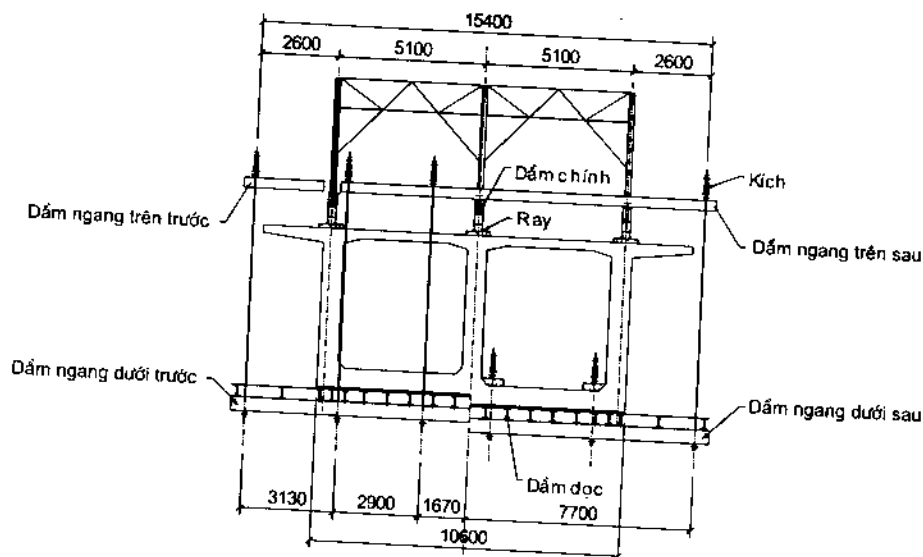
Các dầm dọc chủ của khung đỡ được đặt cao trên đỉnh kết cấu nhịp, ván khuôn ngoài, sàn đỡ đáy, sàn đi lại và thao tác của công nhân đều được treo vào các dầm dọc chủ của khung đỡ. Ván khuôn trong được treo vào một xe goòng di động trên kết cấu nhịp. Ổn định của thiết bị tại vị trí đổ bê tông được bảo đảm nhờ việc neo các đầu dầm dọc chủ của khung đỡ vào đốt kết cấu nhịp đã làm xong trước đó. Khi di chuyển thiết bị thì nhờ đối trọng để đảm bảo ổn định chống lật. Đối trọng có thể là các thùng chứa nước. Các dầm chủ của khung đỡ có thể biến dạng lớn trong quá trình đổ bê tông gây ra những vết nứt ngang tại chỗ tiếp giáp các đốt kết cấu nhịp. Các vết nứt này thường thấy ở mặt trên của bản đáy hộp do biến dạng của thiết bị dưới trọng lượng bê tông của thành hộp và của bản nắp hộp.

Có thể tránh được các vết nứt đó bằng cách làm cho thiết bị đủ cứng nhưng như vậy nó sẽ nặng và đòi hỏi phải tăng cường kết cấu nhịp để chịu trọng lượng đó, vấn đề đảm bảo ổn định cũng tốn kém hơn. Nếu thiết bị nhẹ hơn thì phải tăng cường nó để hạn chế hoặc bù lại các biến dạng của nó trong quá trình đổ bê tông.

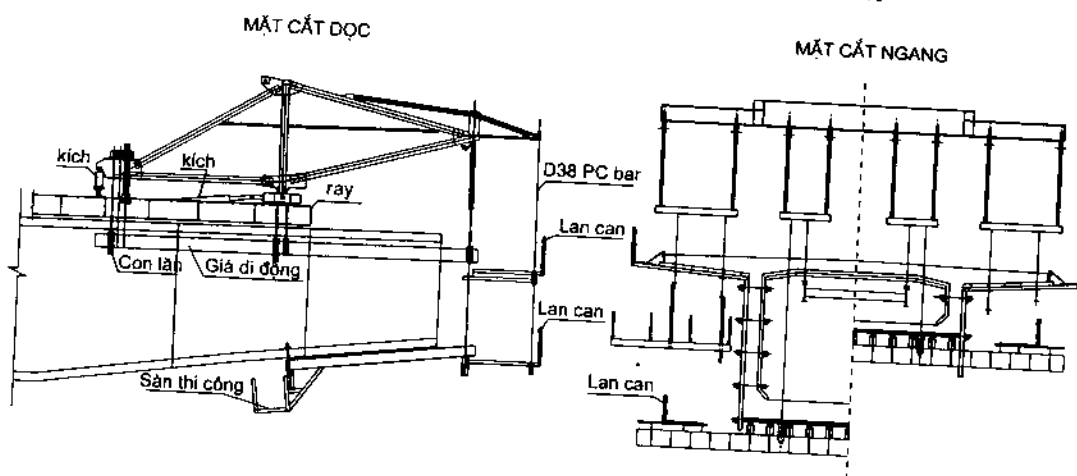
Trọng lượng không kể đối trọng của các thiết bị này thường nhỏ hơn nửa trọng lượng đốt nặng nhất của kết cấu nhịp cần đổ bê tông (250kg cho 1m^2 bề mặt ván khuôn).



Hình 5.11a: Mặt cắt dọc sơ đồ thiết bị đúc hằng cấu dầm hộp 3 sườn



Hình 5.11b: Mặt cắt ngang sơ đồ thiết bị dúc hẫng cầu dầm hộp 3 sườn



Hình 5.12: Sơ đồ thiết bị dúc hẫng cầu Non Nước (Ninh Bình) có dàn treo phía trên

5.2.1.2.2. Ván khuôn di động có khung đỡ đặt bên cạnh kết cấu nhịp

Trên hình 5.13 là kiểu thiết bị có khung đỡ nằm bên cạnh kết cấu nhịp. Nó có ưu điểm là nằm ngoài và bên cạnh cốt kết cấu nhịp nên không cản trở các thao tác thi công như lắp dựng ván khuôn, đặt cốt thép, đổ bê tông ... đảm bảo cho thi công sẽ nhanh hơn.

5.2.1.3. Các ván khuôn di động kiểu tự treo

Trong ván khuôn di động kiểu cổ điển, các biến dạng xảy ra trong quá trình thi công hoàn toàn do dầm dọc chủ của khung đỡ chịu. Phần ván khuôn hầu như không tham gia chịu lực tổng thể.

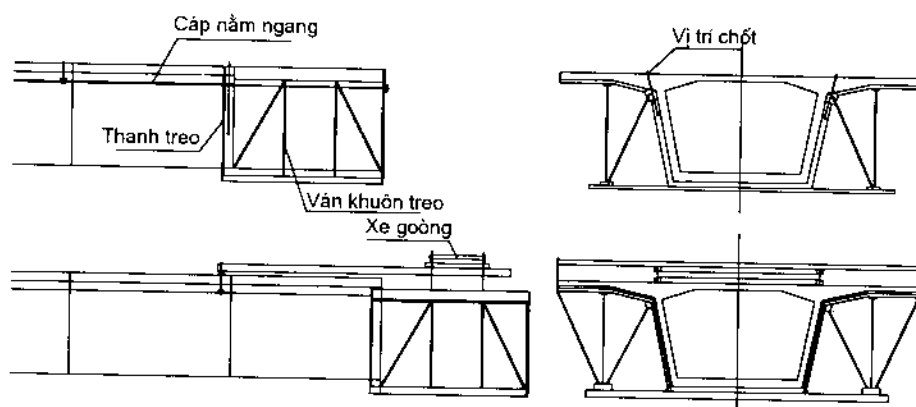
Hiện nay đã áp dụng kiểu ván khuôn cùng chịu lực chung với khung đỡ (hình 5.14). Nó có các ưu điểm:

- Tránh được các khó khăn khi kiểm tra và hiệu chỉnh dạng hình học của kết cấu nhịp.
- Tránh được các vết nứt tại chỗ tiếp giáp giữa các đốt kết cấu nhịp do sự biến dạng của thiết bị kiểu cổ điển.
- Tránh được sự vướng víu trên bề mặt thi công.

Kiểu thiết bị này đầu tiên được dùng tại các kết cấu nhịp có chiều cao không đổi.

Trong giai đoạn đổ bê tông, thiết bị này liên kết chặt với phần kết cấu nhịp đã thi công xong nhờ các thanh thép dự ứng lực. Vị trí của thiết bị được hiệu chỉnh nhờ các tầng đỡ nằm phía sau thiết bị và xuyên qua các lỗ khoét sẵn trong bê tông của đốt đã đúc trước đó.

Để di chuyển thiết bị tiến lên phía trước vào vị trí mới cần phải có xe goòng di động trên hai đường ray đặt đúng bên trên của hai thành hộp. Sau này thiết bị ván khuôn tự treo đã được dùng cho cả các kết cấu nhịp có chiều cao biến đổi dọc nhịp và có đến 3 thành hộp. Các bộ phận chịu lực gồm các ván khuôn ngoài của các thành biên hộp và sàn đỡ đáy, được tăng cứng ngang bằng 2 khung ngang ở phía trước và phía sau thiết bị cùng các dầm ngang nối giữa chúng (hình 5.14).



Hình 5.13: Sơ đồ ván khuôn di động tự treo đối với dầm có chiều cao không đổi

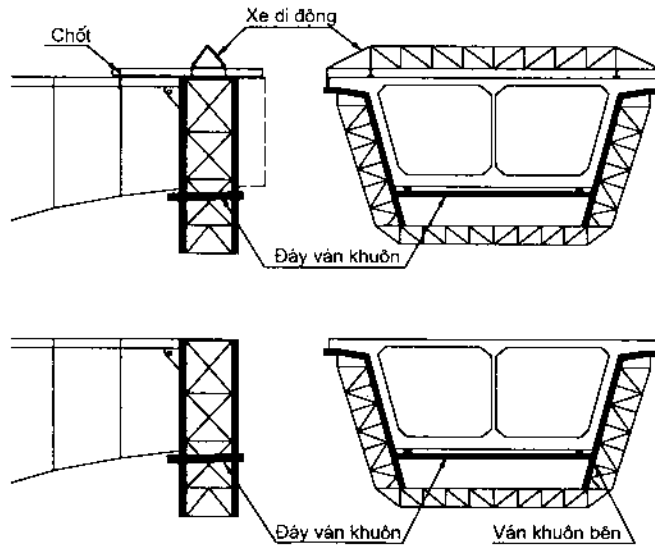
Tổ hợp các bộ phận này tạo thành một thiết bị gắn cứng với kết cấu nhịp.

Sự biến đổi chiều cao mặt cắt bên trong ván khuôn được thực hiện bằng cách nâng hạ thẳng đứng sàn đỡ đáy ván khuôn, một đầu sàn này tì vào mặt dưới bản đáy hộp của đốt đã đúc trước đó còn một đầu cố định vào khung ngang trước của thiết bị.

Ván khuôn trong gồm các phần độc lập, tì vào khung ngang phía trước và treo vào phía sau của đốt kết cấu nhịp đã đúc trước đó.

Trọng lượng bản thân P của thiết bị và của bê tông gây ra mômen lật, nó phải được cân bằng nhờ 2 lực nằm ngang F bằng nhau: một lực kéo đặt vào mẫu thép trên và một lực nén đặt vào mẫu thép dưới. Lực cắt được coi như do các mẫu thép trên chịu cả.

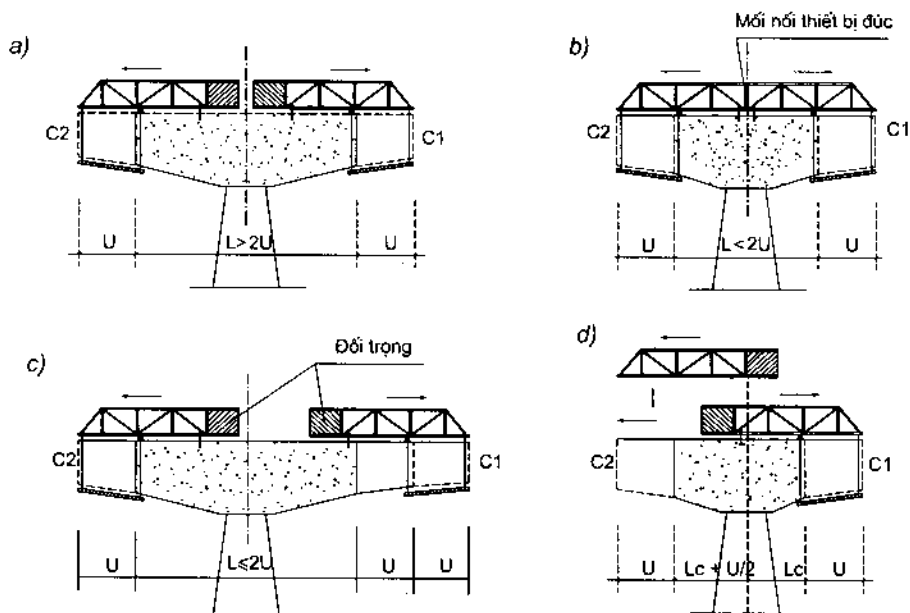
Vì mẫu thép trên phải chịu lực rất lớn nên nó được neo vào ụ neo bê tông chế sẵn để tránh gây ra ứng suất quá cao trong bê tông ít tuổi. Lực từ các mẫu thép sẽ truyền vào ụ chế sẵn nhờ ma sát mà các thanh dự ứng lực Dywidag tạo ra được.



Hình 5.14: Sơ đồ thiết bị di động tự treo dùng cho mặt cắt nhịp có 3 thành hộp và chiều cao thay đổi

5.2.2. Chu trình thi công các đợt kết cấu nhịp

5.2.2.1. Thi công đợt kết cấu nhịp ở trên trụ



Hình 5.15: Các sơ đồ lắp thiết bị đúc hẫng di động lên đỉnh trụ

Ở mỗi vị trí trên trụ có một đợt kết cấu nhịp gọi là đợt trên trụ sẽ được đổ bê tông trên đà giáo nhằm tạo ra diện tích bề mặt cần thiết đủ để lắp ráp được bộ thiết bị di động lên đó.

Khi trụ quá cao hoặc ở chỗ ngập nước sâu, có thể thay đà giáo này bằng các công xôn thép hay bê tông được liên kết sẵn bằng dũa ứng lực vào đầu trụ. Chiều dài của đốt trên trụ lấy tùy theo kích thước thiết bị di động và tùy theo sơ đồ lắp đặt nó lên đỉnh trụ.

Trên hình 5.15 là vài sơ đồ thường áp dụng hiện nay.

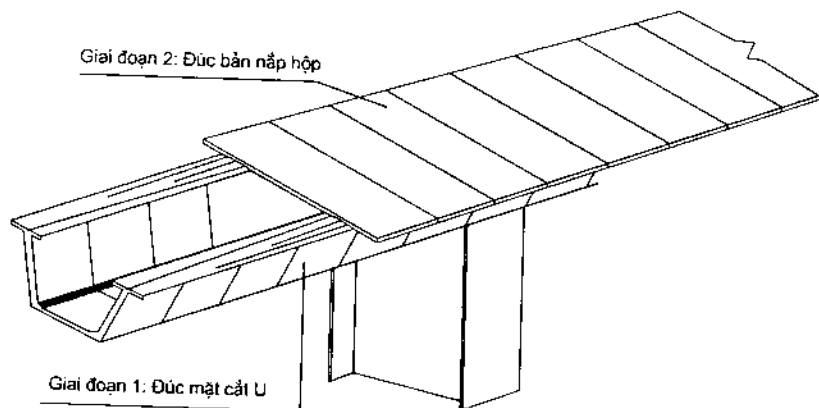
a) Hai bộ ván khuôn được lắp đối xứng nhau và cùng tiến dần ra hai phía là sơ đồ thông dụng nhất hiện nay, khi đó thường chọn chiều dài đốt trên trụ là $6 \div 10\text{m}$.

b) Giải pháp thứ 2 cũng tương tự nhưng cả hai bộ thiết bị được nối ghép tạm thời với nhau để thi công các đốt đầu tiên trên trụ. Như vậy giảm được độ hẫng ban đầu.

c) Bộ ván khuôn thứ hai chỉ được đặt sau khi thi công xong đốt thứ nhất và đã di chuyển bộ ván khuôn thứ nhất tiến lên.

d) Trường hợp đốt trên trụ có dạng không đối xứng.

Thời gian thi công đốt trên trụ khá lâu, kéo dài nhiều tuần lễ.



Hình 5.16: Cách phân đoạn mặt cắt để đổ bê tông một đốt kết cấu nhịp

5.2.2.2. Thi công các đốt khác của kết cấu nhịp

Chiều dài các đốt khác thường là $3 \div 4\text{m}$. Các giai đoạn đổ bê tông một đốt như sau:

- Đổ bê tông bản đáy hộp.
- Đổ bê tông các thành hộp sau khi đã đặt ván khuôn trong, bề mặt tiếp giáp thành hộp với bản đáy hộp thường là bề mặt thẳng đứng.
- Đổ bê tông bản nắp hộp.

Hai giai đoạn sau có thể kết hợp thành một giai đoạn.

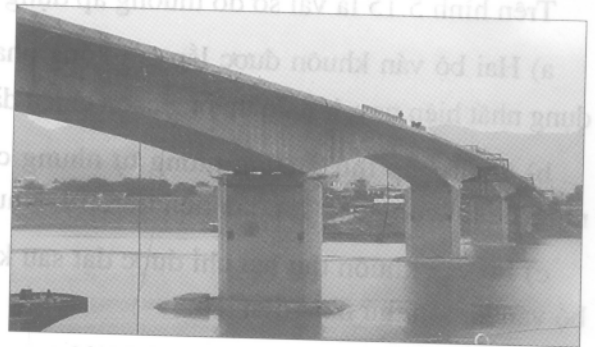
Kinh nghiệm thi công cho thấy với một thiết bị di động kiểu cổ điển có thể thực hiện một chu trình sau 6 ngày, bao gồm:

+ 1 ngày kéo căng cốt thép của đốt đã đúc từ tuần lễ trước, tháo ván khuôn và di chuyển thiết bị lên phía trước.

- + 2 ngày đặt các cốt thép thường và cốt thép dự ứng lực.
- + 1 ngày đổ bê tông đúc kết cấu nhịp.
- + 3 ngày bảo dưỡng và chờ cho bê tông hóa cứng (gồm cả ngày chủ nhật).



Hình 5.17. Cảnh hẫng cầu Sông Gianh



Hình 5.18. Cầu Hoà Bình

Chu trình này là áp dụng cho các đốt dài 3m, tức là với tốc độ: $2 \times 3/6 = 1$ mét/ngày, khi đó dùng hai bộ ván khuôn.

Tiến độ này là khá chậm nên có thể áp dụng một số cách sau đây để tăng nhanh hơn:

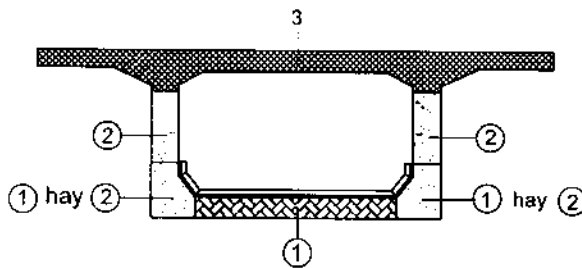
- Dùng kiểu ván khuôn có dầm chủ đặt bên cạnh kết cấu nhịp hoặc kiểu ván khuôn tự treo nhằm tạo ra diện công tác rộng rãi thoáng bên trên đốt kết cấu nhịp và cho phép thi công 2 đôi đốt kết cấu nhịp trong một tuần lễ.
- Tăng chiều dài của mỗi đốt. Ví dụ một vài cầu ở Pháp và Brazil đã dùng các đốt có chiều dài $6 \div 6,6$ m. Nhưng khi đó trọng lượng và giá thành của thiết bị lại tăng lên nhanh.
- Thi công mặt cắt ngang theo hai giai đoạn xê dịch nhau. Trong giai đoạn thứ nhất người ta đổ bê tông bản đáy hộp và thành hộp bằng thiết bị di động - với một phần của bản nắp hộp nhằm tạo ra mặt bằng để đặt cáp dự ứng lực, như vậy đã tạo ra mặt cắt hình chữ U (nếu có 2 thành hộp) hoặc hình chữ W (nếu có 3 thành hộp). Sau khi kéo căng các cáp dự ứng lực và di chuyển thiết bị thì bản nắp hộp được đổ bê tông bằng ván khuôn đơn giản. Giai đoạn thứ hai có thể chậm hơn 2 hay 3 đốt so với giai đoạn thứ nhất và có thể đúc bản nắp dài hơn các đốt (hình 5.19).

Phương pháp này có ưu điểm là giảm khối lượng đổ bê tông bằng thiết bị di động và như vậy có thể giảm trọng lượng thiết bị đó. Mặt khác việc thi công giai đoạn hai hoàn toàn độc lập và không ảnh hưởng đến tiến độ thi công chung.

Các phương pháp nói trên cho phép giảm rõ rệt thời gian thi công, sau một tuần lễ có thể hoặc làm được hai đôi đốt kết cấu nhịp, hoặc một đôi đốt dài gấp đôi. Tốc độ thi công khoảng 2 mét/ngày.

Khó khăn chính cản trở việc tăng tiến độ thi công là cường độ bê tông ở tuổi ít ngày và các vấn đề liên quan đến việc kéo căng cốt thép dự ứng lực. Có thể vượt qua các khó khăn này bằng những biện pháp sau:

- Xử lý nhiệt - ủ cho bê tông để rút ngắn thời gian hóa cứng bê tông.
- Tăng nhanh tốc độ hóa cứng của bê tông trong khu vực neo cáp dự ứng lực.
- Dùng các bản bịt đầu hoặc bản bịt thành hộp chế sẵn.



Hình 5.19: Thi công mặt cắt ngang theo các giai đoạn xếp dịch nhau

Sau đây nói kỹ hơn về phương pháp sưởi và phương pháp hấp.

Trong phương pháp sưởi nóng thì bê tông được sưởi đến nhiệt độ 30°-35°C trước khi đổ vào ván khuôn bằng các biện pháp sau:

↳ Sưởi nóng thiết bị nhờ hơi nước, tuy đơn giản nhưng không thuận tiện cho việc lấy nước ra khỏi thiết bị.

- Dùng nước nóng để trộn bê tông, giải pháp này kém hiệu quả. Ví dụ: với nước nóng 60°C thì nhiệt độ bê tông chỉ tăng được 10°C.

- Làm nóng trực tiếp bê tông bằng cách phun hơi nước vào máy trộn bê tông. Đó là giải pháp tốt nhất và dễ điều khiển nhất.

Để tránh mất nhiệt lượng thì các ván khuôn nói chung phải được bọc lớp cách nhiệt và có một máy sưởi kiểu bức xạ (ví dụ máy phát tia hồng ngoại) được đặt bên trong dốt đang đúc bê tông. Hoặc là bê tông được sưởi nóng trong khuôn của nó bên trong một buồng kín bao bọc cho hơi nước áp lực thấp phun luân chuyển đến mọi chỗ.

Như vậy sau 2-3 ngày, kể cả trong mùa đông, cường độ bê tông có thể đạt đủ mức cần thiết để kéo căng cáp dự ứng lực (khoảng 250 kG/cm²). Nếu muốn kéo căng sớm hơn nữa, chẳng hạn chỉ sau 24 giờ, thì cần phải xử lý cục bộ ở khu vực đặt mấu neo.

5.2.3. Đà giáo, trụ tạm

Không kể thiết bị đúc di động đã nói đến ở trên, trong thi công đúc hẫng còn dùng đến nhiều đà giáo cố định và trụ tạm khi cần thiết. Ví dụ: đối với cầu Phú Lương có nhiều nhịp liên tục, một phần của nhịp biên gần mố sẽ được đúc trên đà giáo cố định, đà giáo này có dạng dàn thép được lắp dựng trên mặt đất giống như các trường hợp thông thường.

Các trụ tạm thường được sử dụng khi thi công đúc hẫng diễn ra liên tục nhiều nhịp. Chúng kết hợp với đoạn đà giáo nối từ chúng sang trụ chính nhằm tạo một khoảng mở rộng trụ, cần thiết cho việc đổ bê tông phân dầm bên trên trụ và đặt thiết bị di động để thi công các dốt hẫng tiếp theo. Các trụ này thường bằng kết cấu thép đặt trên bệ cọc cao với các cọc thép tạm thời.

5.3. MỘT SỐ VẤN ĐỀ KỸ THUẬT RIÊNG CỦA PHƯƠNG PHÁP ĐÚC HẰNG

5.3.1. Một số phương pháp khác để đúc bê tông tại chỗ kết cấu nhịp

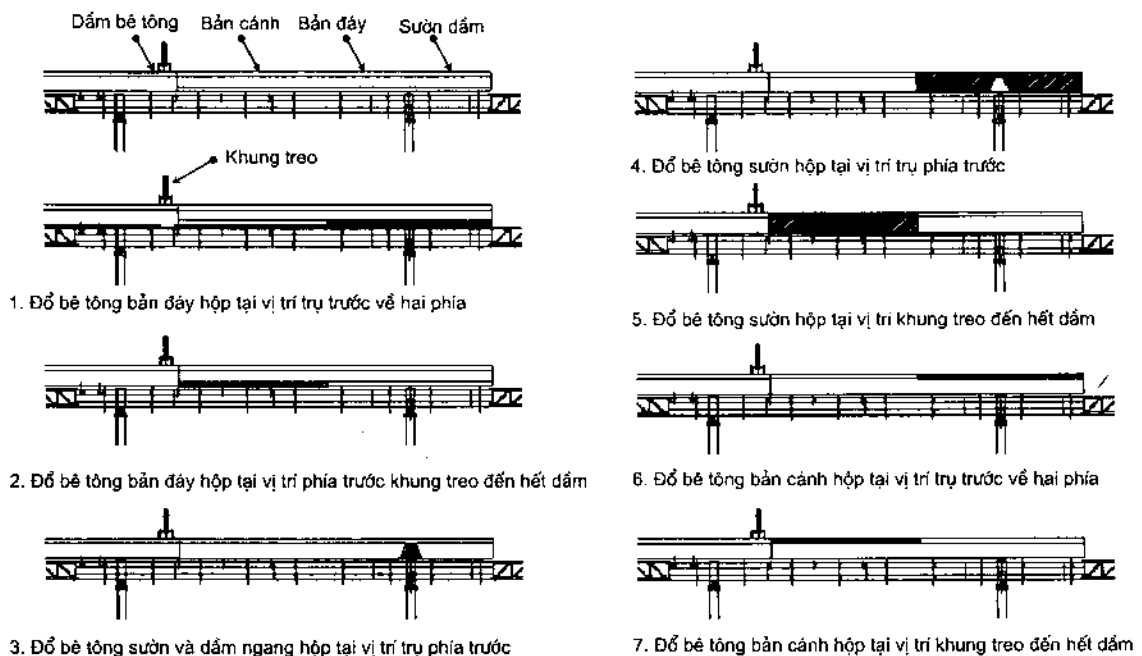
5.3.1.1. Đổ bê tông trên đà giáo di động đỡ bên dưới

Đôi khi gặp trường hợp kết cấu nhịp thì công ở vị trí không cao quá so với bề mặt đất nằm ngang, người ta có thể thi công các đốt với ván khuôn tựa lên đà giáo và có thể di động được trên đà giáo đỡ bên dưới mặt cắt. Ví dụ phương pháp này đã áp dụng khi thi công cầu Valence (Pháp) vượt qua kênh dẫn nước của nhà máy thủy điện trước khi cho nước vào kênh. Ở đó đã dùng các đốt khá dài (6 ÷ 8m).

Đà giáo cũng có thể không tựa lên đất mà tựa lên một cầu tạm thời nào đó.

5.3.1.2. Đổ bê tông trong ván khuôn treo bên dưới một đà giáo di động kiểu dàn, tựa trên các trụ cầu

Trong trường hợp cầu cao có nhiều nhịp bằng nhau có thể dùng một đà giáo dạng dàn thép được lao ra trước và tựa lên các trụ cầu. Đà giáo này có khả năng chịu được trọng lượng của các bộ phận kết cấu nhịp trong thời gian đổ bê tông chúng. Các ván khuôn được neo giữ bằng cách treo vào dàn thép và sẽ được di chuyển dần tiến lên phía trước sau khi làm xong mỗi đốt kết cấu nhịp. Chiều dài các đốt có thể đến 10m, tức là đạt đến tốc độ thi công bằng $(2 \times 10) / 6 = 3,3$ mét/ngày đêm như ở cầu Siegtalbrucke (Đức).

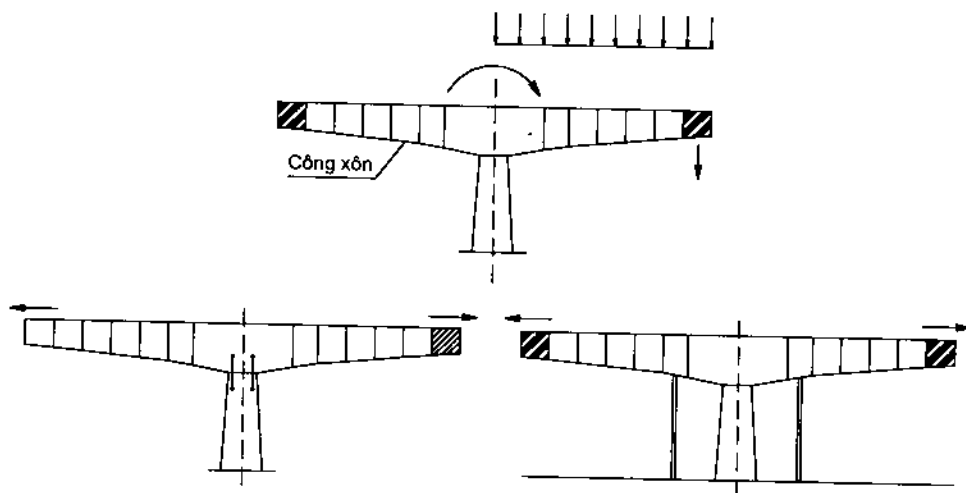


Hình 5.20: Sơ đồ các giai đoạn đúc bê tông tại chỗ kết cấu nhịp dầm liên tục bằng đà giáo di động

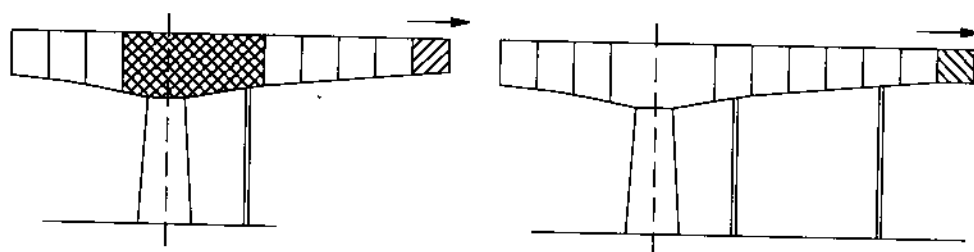
5.3.2. Quá trình đúc hẫng bắt đầu từ các trụ

Nên thi công hẫng đối xứng qua tim trụ để tránh xuất hiện mômen lật đổ quá lớn. Như vậy kết cấu nhịp sẽ có dạng một đòn gánh với hai công xôn bằng nhau (hình 5.21). Tuy nhiên bởi vì không thể đổ bê tông một cách đồng thời tuyệt đối cả ở hai công xôn nên các trụ vẫn phải chịu các mômen uốn, và phải kiểm toán ổn định lật của trụ trong từng giai đoạn thi công hẫng mỗi đợt.

Nếu kết cấu nhịp được nối cứng với trụ bằng cách nào đó như trong các cầu khung thì khả năng chịu mômen uốn nói trên tốt hơn. Nếu kết cấu nhịp là dầm liên tục thì phải tìm cách liên kết cứng tạm thời nó với trụ trong quá trình thi công (ví dụ: dùng các cốt thép dự ứng lực), hoặc dùng các trụ tạm bổ sung ở ngay gần trụ vĩnh cửu. Trong phần sau sẽ nói kỹ hơn về các điều kiện tựa của kết cấu nhịp trong quá trình thi công.



Hình 5.21: Thi công với hai công xôn đối xứng



Hình 5.22: Sử dụng các palê đỡ tạm thời

Cũng có những trường hợp nên thi công không đối xứng bắt đầu từ trụ như sau:

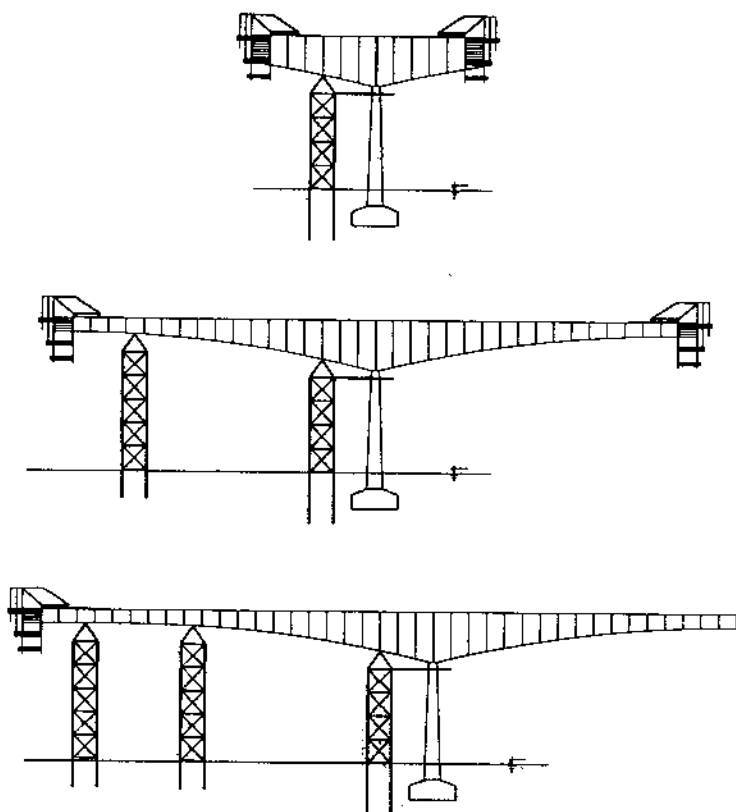
5.3.2.1. Chỉ dùng một trụ tạm hoặc dùng vài trụ tạm kiểu palê được bố trí dần theo mức độ nhô hẫng ra xa của kết cấu nhịp đang được thi công

Ví dụ như ở cầu Medway (hình 5.23). Phương pháp này thường đòi hỏi có cốt thép dự ứng lực tạm thời.

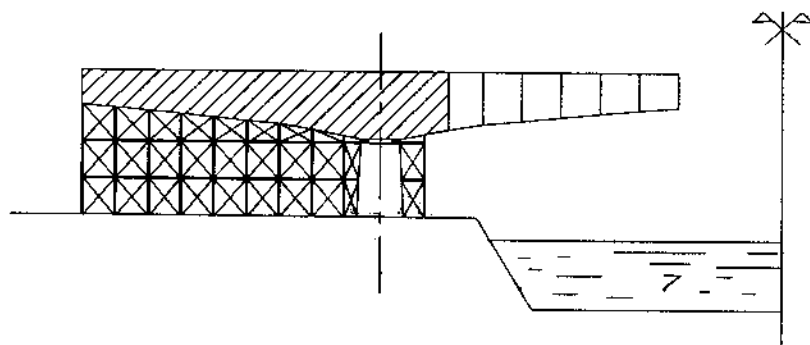
5.3.2.2. Trường hợp cổ một đoạn kết cấu nhịp được đổ bê tông trên đà giáo rồi làm nhiệm vụ đối trọng cho việc thi công hẫng phần còn lại của kết cấu nhịp

Phương pháp này thích hợp cho cầu 3 nhịp mà nhịp giữa phải dài để vượt qua dòng sông hoặc tuyến đường bên dưới với điều kiện thi công không thể dùng đà giáo chắn ngang sông hoặc chắn ngang đường được (hình 5.24).

Một số cầu như Rio Tocantins, Rio Cuaiba (Brazil), cầu Port de Bouc (Pháp) đã được thi công theo cách nói trên.



Hình 5.23: Thi công cầu Medway



Hình 5.24: Trường hợp nhịp trong bờ được đổ bê tông trên đà giáo

5.3.2.3. Trường hợp neo giữ hoặc dẫn đầu của một công xôn trong khi thi công công xôn đối diện

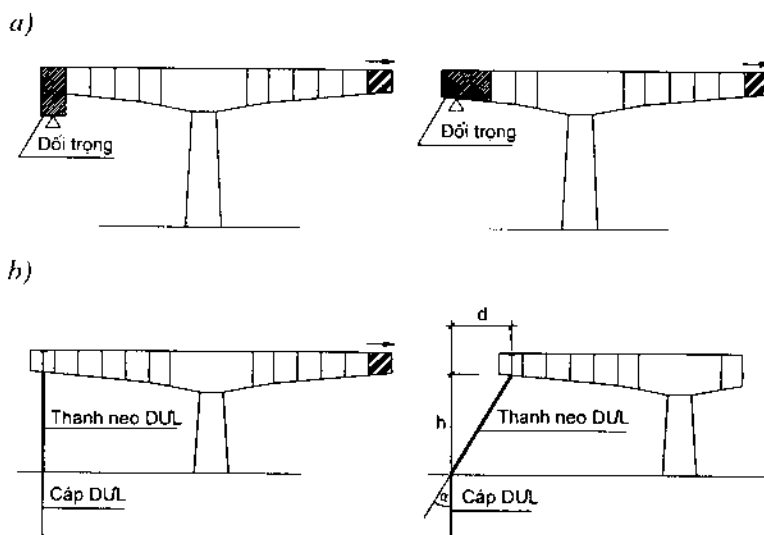
Phương pháp này thích hợp khi thi công nhịp chính vượt qua khoảng dài mà nhịp biên lại quá ngắn. Có thể giải quyết bằng hai cách:

- + Cách thứ nhất là dẫn đầu phía trong bờ của một công xôn hoặc làm đối trọng ở đó
- + Cách thứ hai là neo một đầu của công xôn phía trong bờ hoặc bằng một thanh chịu kéo được dự ứng lực hoặc có cấu tạo đặc biệt để treo mố cầu vào đầu công xôn nói trên.

Hình 5.25:

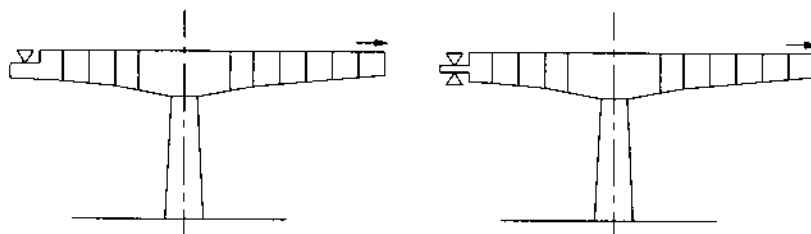
a) Dẫn một đầu công xôn trong bờ bằng đối trọng

b) Dẫn một đầu công xôn trong bờ bằng thanh neo dự ứng lực



Thanh chịu kéo bằng BTCT dự ứng lực gồm một vỏ được nối khớp ở hai đầu và có các cáp dự ứng lực xuyên dọc qua để liên kết đầu kết cấu nhịp với mố hoặc với đất nền (hình 5.25). Chiều cao của chúng cần phải đủ để có thể chuyển hướng góc của cáp dự ứng lực tại vị trí chốt dưới ảnh hưởng của các lực biến đổi tuyến tính của kết cấu nhịp mà không gây ra hiệu ứng mỏi quá lớn. Do đó, các chi tiết của cáp (các bó xoắn, các sợi thép) phải đặt chụm vào một tại vị trí các chốt.

Hình 5.26: Neo giữ đầu công xôn bằng thiết bị neo giữ và mống khác



Các thiết bị để neo giữ và các mống được đặt trên phần kéo dài ra của thành hộp đầu công xôn kết cấu nhịp và xuyên qua các khác chứa sẵn trong tường mố.

Để bảo đảm sự giãn nở tự do của kết cấu nhịp cần đặt gối cầu ở phía trên của công xôn (gối ngược) nếu các phản lực gối của kết cấu nhịp luôn luôn là hướng lên trên (đầu nhịp trong bờ luôn bị nâng bổng lên).

Nếu các phản lực trên mố có lúc hướng lên trên, có lúc hướng xuống dưới thì cần phải tăng số lượng gối cầu gấp đôi và đặt chúng cả ở phía trên, cả ở phía dưới của các công xôn. Các gối bên dưới được đặt sau khi đặt xong các gối bên trên nhằm ngăn cản không cho đầu công xôn chuyển vị thẳng đứng sẽ hoặc được đất chèn hoặc có đặt một loại kích dẹt được bơm cho phồng lên.

Ví dụ trong cấu tạo các mố của cầu qua sông Seine tại Puteaux (Pháp) có các thiết bị neo giữ và mộng khác. Khi đó cần nghiên cứu kỹ về sức chịu lực của tường mố và công xôn kết cấu nhịp. Các phản lực gối ở trên mố phải được tính toán theo tải trọng quá tải 50%.

Một giải pháp đáng lưu ý là làm nhịp chính qua sông bằng loại bê tông nhẹ, nhịp neo trong bờ bằng bê tông nặng thông thường như ở cầu Ottmarshim (Đức). Như vậy giảm được phản lực nâng đầu công xôn ở mố.

5.3.2.4. Dùng một dầm thép vắt qua hai trụ để treo ván khuôn đúc kết cấu nhịp và đảm bảo cân bằng hai công xôn của cùng một nhịp đang thi công hằng ra

Trong phương pháp này, kết cấu nhịp được thi công đối xứng so với trục của mỗi nhịp. Một dầm thép tạm thời được vắt qua khoảng nhịp trống giữa hai trụ (ví dụ đó là loại dầm quân dụng kiểu Bailey), nó có nhiệm vụ treo các ván khuôn bên dưới và chịu trọng lượng của ván khuôn cũng như của các đốt dầm cầu được đổ bê tông và trọng lượng các thiết bị thi công. Độ ổn định của trụ và các công xôn trong lúc thi công được đảm bảo nhờ dầm giáo treo bằng dầm thép tựa lên các trụ.

5.3.2.5. Trường hợp thi công hằng một công xôn sau khi đã liên kết chắc được một công xôn khác với phân kết cấu nhịp đã làm xong trước đó

Giải pháp này thường áp dụng khi các nhịp cầu thay đổi một cách không quy luật từ nhịp này sang nhịp khác. Bố trí cáp dự ứng lực sẽ rất phức tạp.

5.3.3. Đo đạc và điều chỉnh trong quá trình đúc hằng

Kiểm tra và điều chỉnh vị trí trên mặt đứng và trên mặt bằng của thiết bị đúc hằng là vô cùng quan trọng và phải được các kỹ sư chuyên trách đảm nhận. Hàng ngày phải thực hiện đo đạc với các mốc đo bằng thép bản đã chôn sẵn trên bề mặt bản mặt cầu và vẽ thành biểu đồ theo dõi. Nếu thấy có sai lệch so với thiết kế phải tiến hành tính toán để hiệu chỉnh ván khuôn của đốt tiếp theo một cách kịp thời.

5.3.4. Nối các phân công xôn đã đúc hằng

Sau khi đã được đúc hằng vươn ra hướng về nhau, hai đầu công xôn trong cùng một nhịp được nối với nhau. Có nhiều cách để nối chúng như sau:

- Nối bằng chốt xoay hoặc chốt trượt, tạo ra hệ cầu có chốt.
- Nối bằng một nhịp dầm đeo gối giản đơn lên 2 công xôn, tạo ra hệ cầu có dầm đeo.
- Nối cứng 2 công xôn, tạo ra hệ cầu liên tục.

5.3.4.1. Hệ thống kết cấu nhịp có chốt ở chỗ nối hai đầu công xôn với nhau

Giải pháp đơn giản nhất là làm kết cấu nhịp có các công xôn dài bằng nhau và nối các đầu công xôn với nhau bằng chốt xoay.

Các chốt này có nhiệm vụ truyền lực cắt (trường hợp có hoạt tải đặt chỉ ở trên một công xôn) và bảo đảm chuyển vị dọc tự do của kết cấu nhịp khi hai đầu công xôn trượt dọc tương đối so với nhau.

Đối với những cầu nhiều nhịp, nếu có chốt tại mọi nhịp thì mọi trụ đều phải đủ cứng khỏe để giữ được ổn định của kết cấu nhịp chịu các lực tác dụng không đối xứng.

Trong các công trình này chiều dài nhịp biên có thể:

- Bằng xấp xỉ 1/2 chiều dài các nhịp vượt sông chính, mà các nhịp này dài như nhau.
- Bằng chiều dài các nhịp chính, khi đó đầu nhịp biên được nối cứng với mố.

Các công trình này không phức tạp lắm vì chúng có dạng kết cấu tĩnh định dưới tác dụng của trọng lượng bản thân và của dự ứng lực. Chúng chỉ trở thành kết cấu siêu tĩnh khi có các tĩnh tải bổ sung và hoạt tải tác dụng sau khi đã thi công chốt xong. Số bậc siêu tĩnh của công trình bằng số chốt, các ẩn lực thừa chính là các phản lực thẳng đứng truyền qua các chốt.

Ngoài ra, vì tĩnh tải lớn hơn nhiều so với hoạt tải nên mômen uốn trong kết cấu nhịp chỉ mang dấu âm, như vậy thuận tiện và đơn giản cho việc đặt các cáp dự ứng lực.

Những nhược điểm của dạng kết cấu này là:

- Có độ bền phá hoại kém hơn so với dạng kết cấu liên tục, mỗi chốt giống như một chốt dẻo mà ở đó mômen uốn bằng 0.
- Khó thiết kế và thi công chốt với chất lượng cao, khó duy tu, sửa chữa chốt.
- Phải làm nhiều khe biến dạng trên kết cấu nhịp.
- Có nguy cơ võng thấp xuống dần dần ở các đầu công xôn sau vài năm khai thác cầu vì ảnh hưởng của các biến dạng trễ do co ngót, từ biến bê tông và tự chùng của cáp dự ứng lực. Như vậy xe chạy qua cầu kém êm thuận. Có thể cải thiện tình hình phần nào nếu ước tính chính xác được độ võng đó và tìm cách tạo ra độ võng thì công tương ứng ngay từ lúc thi công.

Lúc mới làm xong cầu có thể nhận thấy độ võng này bằng mắt thường nhưng chỉ sau 3 năm khai thác cầu sẽ không thấy độ võng này nữa.

Kiểu chốt xoay nói trên có thể được thay thế bằng kiểu chốt trượt, cho phép có biến dạng dọc tự do của kết cấu nhịp nhưng bảo đảm tính liên tục hơn

Trên cầu Escaut Oriental (Pháp) đã đặt chốt kiểu trượt ở đầu các công xôn dưới dạng các kích thủy lực nằm ngang. Kích này có xylanh chứa đầy dầu (được gắn chặt vào đầu của một công xôn) và pittông (được gắn chặt vào đầu công xôn kia).

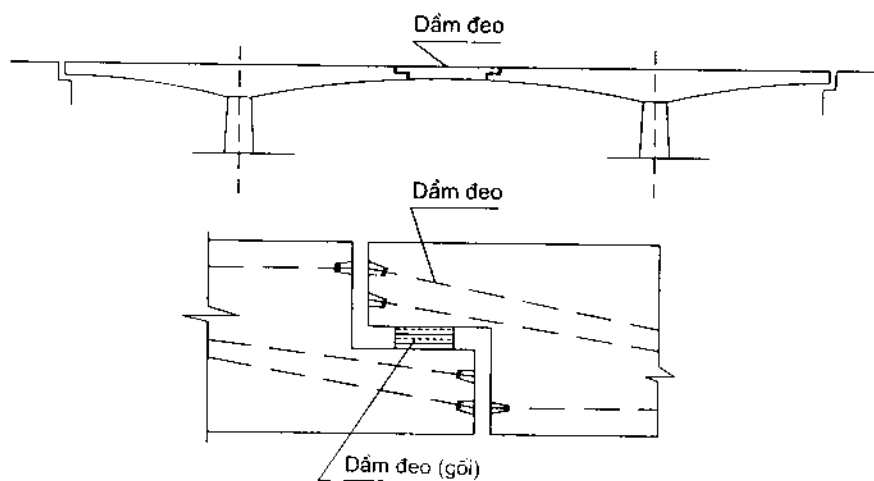
Các kích thủy lực nằm ngang này cho phép xảy ra các chuyển vị nằm ngang tự do tùy theo biến dạng thẳng của kết cấu nhịp, chúng cũng chịu được các chuyển vị nhanh do lực va trôi của tàu thuyền hoặc do lực hãm xe trên cầu.

Ưu điểm thể hiện rõ hơn khi xảy ra động đất. Tuy vậy giá thành kiểu chốt này khá cao.

Trong một số cầu với sơ đồ tĩnh học là vòm chốt tĩnh định, kết cấu nhịp gắn liền với móng phải chịu cả lực đẩy ngang từ đất đắp đường. Ví dụ như cầu Grande-Côte (Pháp).

5.3.4.2. Hệ thống có dầm đeo, tựa lên hai đầu của hai công xôn

Sơ đồ hệ thống công xôn có nhịp đeo được vẽ trên hình 5.27. Dầm đeo là dầm giản đơn. Các gối của dầm đeo có thể là gối kiểu chốt xoay, gối cao su-thép.



Hình 5.27: Sơ đồ kết cấu khung T có dầm đeo và cấu tạo gối tựa đầu công xôn

Hệ thống này có một số ưu điểm so với hệ thống công xôn có chốt ở giữa nhịp như sau:

- Giảm được khoảng 1/2 trị số góc gầy trên trục dọc mặt xe chạy. Nhờ có nhịp đeo mà các chênh lệch cao độ của hai đầu công xôn ít ảnh hưởng đến độ êm thuận thông xe.
- Giảm mômen uốn trong đoạn kết cấu nhịp trên trụ vì trọng lượng dầm đeo nhỏ hơn trọng lượng phần công xôn mà nó thay thế vị trí.

Tỷ số L'/L của chiều dài nhịp đeo so với chiều dài toàn nhịp có thể thay đổi trong phạm vi khá rộng:

- Ở cầu Rio Ulua: $L'/L = 36/120 = 0,30$
- Ở cầu Rio Parana: $L'/L = 45/109 = 0,41$
- Ở cầu Saint-Jean-de-Maurienne: $L'/L = 49,7/55,3 = 0,9$

Ví dụ sơ đồ của cầu Saint Jean de Maurienne có các nhịp biên rất ngắn, chỉ bằng khoảng 1/3 chiều dài nhịp chính.

Nhịp dầm đeo thường có mặt cắt ngang hình chữ T ghép với các sườn bố trí trùng với vị trí các sườn của mặt cắt hình hộp của các công xôn trên hình chiếu mặt cắt ngang nhịp.

Hệ thống này cũng có những yếu điểm tương tự của hệ thống công xôn có chốt là có nhiều khe biến dạng. Hơn nữa khi thi công phải dùng hai loại thiết bị khác nhau: một loại cho thi công phần công xôn và một loại khác cho thi công nhịp đeo.

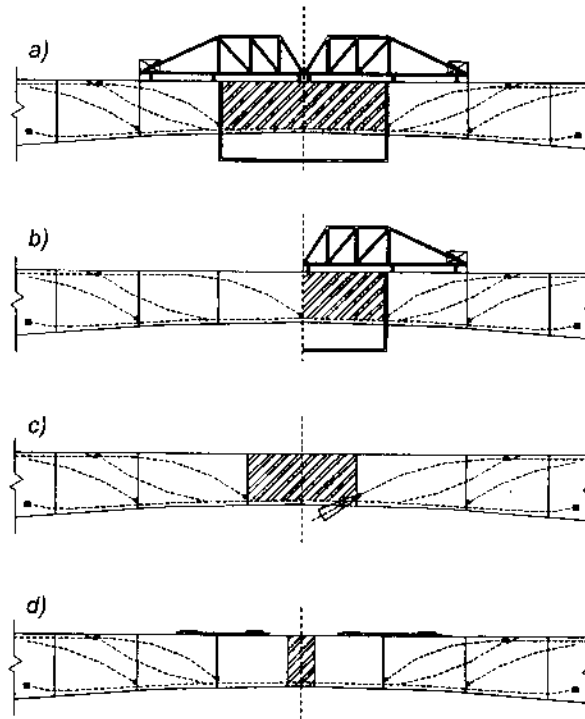
5.3.4.3. Hệ thống có các công xôn được nối cứng với nhau thành hệ liên tục

Các công xôn của hệ thống này sau khi thi công hẫng xong thì được đổ bê tông tại chỗ nối hoặc lắp thêm một đốt ở đó gọi là đốt hợp long. Tại đây phải đặt các cáp dự ứng lực để bảo đảm nối cứng các công xôn thành một hệ liên tục thống nhất vững chắc. Do ưu điểm vững chắc mà từ năm 1961 đa số các cầu mới đúc hẫng ở châu Âu đều thuộc hệ thống liên tục này.

Các biến dạng thẳng đứng của hệ liên tục rất nhỏ so với của hệ thống có chốt và hệ thống có dầm đeo. Nhờ vậy xe chạy qua cầu êm thuận hơn.

Có nhiều phương pháp để thi công đốt hợp long nối các đầu công xôn với nhau như trên hình 5.28:

- Nếu hai đầu công xôn được đổ bê tông đồng thời thì nối hai thiết bị đúc hẫng di động để thi công đốt hợp long (hình 5.28a).
- Nếu hai đầu công xôn được thi công không cùng lúc thì sẽ đặt thiết bị đúc hẫng di động lên đầu mút của công xôn thi công sau (hình 5.28b). Cũng có thể sẽ làm một đốt nối dài từ vài chục centimét đến khoảng hai mét tùy theo kích thước của loại kích thủy lực dùng để kéo căng các cáp dự ứng lực của đốt nối này.



Hình 5.28: Các cách nối các công xôn

- a- đổ bê tông đốt hợp long sau khi nối cứng 2 thiết bị đúc hẫng
- b- đổ bê tông đốt hợp long khi chỉ dùng 1 thiết bị đúc hẫng
- c- đổ bê tông đốt hợp long trong bộ ván khuôn đặc biệt
- d- đổ bê tông đốt hợp long của kết cấu nhịp lắp hẫng

Tính chất liên tục của kết cấu nhịp được bảo đảm nhờ các cáp dự ứng lực kéo căng sau khi bê tông của dốt hợp long đã hóa cứng đủ cường độ. Các cáp này đặt trong bản đáy hộp sẽ gây ra những phản lực bổ sung trong kết cấu siêu tĩnh mà cần phải xét kỹ trong lúc tính toán kết cấu nhịp. Các mômen uốn bổ sung do sự biến đổi nhiệt độ, do từ biến có thể khá lớn nếu trong lúc thi công dốt hợp long có sự chênh lệch nhiều giữa nhiệt độ của phần bản nắp hộp và của phần bản đáy hộp ở đầu mút công xôn. Trong suốt quá trình hóa cứng của bê tông dốt hợp long thì dốt này phải được giữ chặt trong khung đặc biệt.

Hệ thống này là siêu tĩnh dưới tác động của trọng lượng bản thân kết cấu công xôn và của dự ứng lực. Độ siêu tĩnh của nó cao hơn của hệ thống có chốt. Kết cấu liên tục đòi hỏi phải bố trí gối sao cho bảo đảm các chuyển vị dọc tự do của kết cấu nhịp mà không gây ra các mômen uốn lớn trong các trụ. Muốn vậy cần lợi dụng độ mảnh sẵn có của các trụ hoặc nhờ dùng các gối kiểu cao su-thép hoặc gối trượt.

Đối với cầu lớn có nhiều nhịp nên làm vài nhịp theo sơ đồ có chốt hoặc có dầm đeo để bảo đảm các chuyển vị nằm ngang tự do của cả hệ thống. Các khe biến dạng thường đặt cách nhau 300 - 600m. Không nên đặt khe biến dạng ở giữa nhịp mà nên đặt chúng ở các điểm có mômen uốn bằng 0 (nghĩa là ở khoảng 1/4 nhịp để giảm độ biến dạng).

Các tính toán của cầu Oleron (Pháp) cho thấy dưới tải trọng thường xuyên thì các biến dạng thẳng đứng giảm theo tỷ lệ từ 3 đến 1, các chuyển vị góc giảm từ 15 đến 1. Các tỷ số tương tự đối với hoạt tải là 2,2 đến 1 và 3,3 đến 1.

5.3.5. Đặt kết cấu nhịp lên các gối cầu

Sau khi thi công xong toàn bộ các nhịp thì sơ đồ cầu vẫn đang nằm trên các gối đỡ tạm thời. Để đặt kết cấu nhịp lên các gối chính thức có thể cần phải dùng các kích nâng hạ có năng lực lớn. Có một cách làm đơn giản hơn là phá dỡ dần các gối tạm thời để kết cấu nhịp dần dần hạ xuống rồi dề lên gối vĩnh cửu.

Vấn đề tính toán cao độ đặt cho từng gối có xét mối tương quan giữa cao độ các gối là rất quan trọng vì có thể gây ra các ứng lực phụ do gối lún đối với sơ đồ kết cấu siêu tĩnh. Bài toán này phải được giải từ lúc thiết kế nhưng sẽ phải giải lại vào thời điểm chuẩn bị hạ dầm lên gối.

5.3.6. Chọn chiều dài nhịp trong cầu nhiều nhịp

5.3.6.1. Chọn các nhịp chính dài bằng nhau

Nói chung, nên cố gắng chọn sơ đồ có các nhịp dài bằng nhau trừ hai nhịp biên. Như vậy giảm được chi phí thiết kế, thi công, dùng lại được nhiều lần các thiết bị và ván khuôn.

Chiều dài các nhịp biên nên lấy lớn hơn một nửa chiều dài nhịp trong sông. Ví dụ, nếu cầu có 3 nhịp được đúc bê tông tại chỗ, xét theo quan điểm phân bố hợp lý mômen trong kết cấu thì tỷ số giữa chiều dài nhịp biên với chiều dài nhịp giữa nên là $0,75 \div 0,80$. Tuy nhiên, còn phải xét đến các quan điểm khác nữa đối với các kết cấu đúc hẫng, ví dụ: phải

xét đến trình tự tác dụng của trọng lượng bản thân, hình dạng đường trục các cáp dự ứng lực trong kết cấu và hiệu ứng siêu tĩnh của chúng, phương pháp thi công nốt đoạn đầu mút sát mố của kết cấu nhịp.

Nhìn chung, kinh nghiệm nhiều nước cho thấy nên áp dụng tỷ số $0,65 \div 0,70$.

Nếu chọn chiều dài các nhịp như trên thì ở các mố không bao giờ có phản lực âm bất lợi. Khi đó vì nhịp biên dài hơn một nửa nhịp cạnh nó nên sau khi đúc hẫng đối xứng phải đúc nốt một đoạn ngắn sát mố của nhịp biên đó trên đà giáo hoặc trên trụ tạm.

Ngược lại, nếu cố tình chọn nhịp biên dài xấp xỉ bằng một nửa nhịp cạnh nó thì việc thi công đúc hẫng đối xứng ở đó sẽ dễ dàng hơn nhưng sẽ phải có một giải pháp cấu tạo đặc biệt nào đó để dẫn đầu kết cấu nhịp xuống, tránh xuất hiện phản lực âm ở đó. Như vậy rõ ràng là tốn kém hơn.

Trên thực tế, các cầu thường có nhịp biên dài thêm 1 hay 2 đợt so với nửa nhịp cạnh nó và vẫn được đúc hẫng không dùng đến đà giáo tạm thời mà dùng đối trọng để đảm bảo ổn định trong lúc đúc hẫng.

Khi sơ đồ tĩnh học kết cấu nhịp là dầm liên tục mà nhịp biên lại được hợp long trước khi hợp long các nhịp chính thì trọng lượng các đợt bổ sung đã được đúc hẫng cân bằng sẽ tác dụng lên mố.

Ngược lại, nếu nhịp biên được hợp long sau khi đã hợp long nhịp chính cạnh nó thì sẽ phải dùng kích đặt trên trụ hay trên mố để điều chỉnh cao độ đáy dầm mà đặt gối trên mố cho đúng theo đồ án.

5.3.6.2. Trường hợp các nhịp có chiều dài khác nhau

Nếu do điều kiện thông thuyền hoặc điều kiện cục bộ nào đó mà bắt buộc phải làm các nhịp giữa sông dài hơn (bằng L) còn các nhịp gần bờ chỉ cần làm ngắn hơn (bằng l) để hạ thấp giá thành công trình thì cần bố trí một nhịp với chiều dài chuyển tiếp giữa hai đoạn cầu nói trên (dài bằng λ).

Khi đó nên lấy như sau: $\lambda \approx (L + l)/2$

Đối với những cầu có các nhịp dài không bằng nhau và thay đổi một cách hài hòa thì việc thi công đúc hẫng phải kèm theo các biện pháp sau:

a) Thay đổi chiều dài các đợt trong kết cấu nhịp cầu bằng cách điều chỉnh kích thước của các ván khuôn.

b) Thay đổi độ dài của đợt trên trụ của kết cấu nhịp nhờ cấu tạo ván khuôn đặc biệt.

c) Đúc bê tông tại chỗ nhiều đợt ở đầu công xôn ngắn sau khi đã hợp long với phần kết cấu nhịp đã làm xong trước đó.

Ví dụ: cầu Givors qua sông Rhône và cầu Gennevilliers qua sông Seine đều có nhịp giữa ngắn mà hai nhịp bên cạnh lại rất dài. Việc thi công đúc hẫng các cầu này đòi hỏi phải làm các nhịp dài hơn ở hai bên các nhịp ngắn theo 2 đợt.

Sơ đồ thi công như vậy bắt buộc phải đặt các phân cánh hẫng tựa lên các gối giản đơn trong giai đoạn thi công thứ hai để tránh sự truyền mômen uốn quá lớn vào trụ.

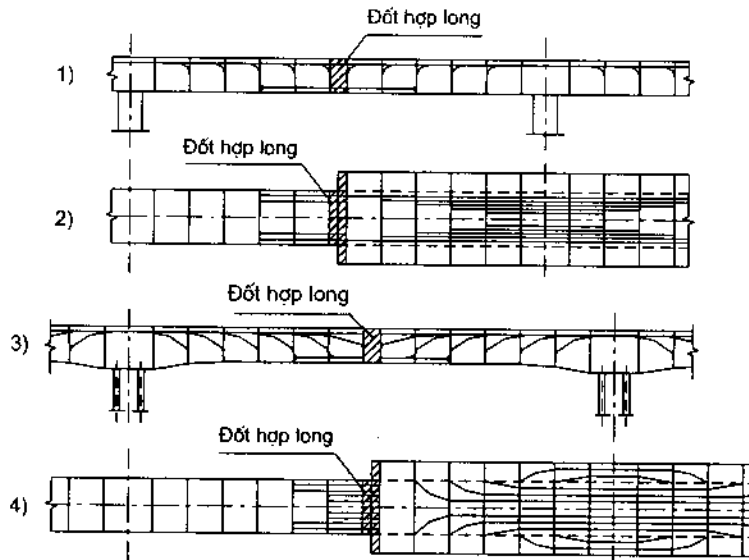
5.4. TRÌNH TỰ TÍNH TOÁN THIẾT KẾ KẾT CẤU NHỊP THI CÔNG ĐÚC HẪNG HOẶC LẮP HẪNG

Nói chung, trình tự tính toán thiết kế một kết cấu nhịp cầu đúc hẫng nhiều nhịp có thể như sau:

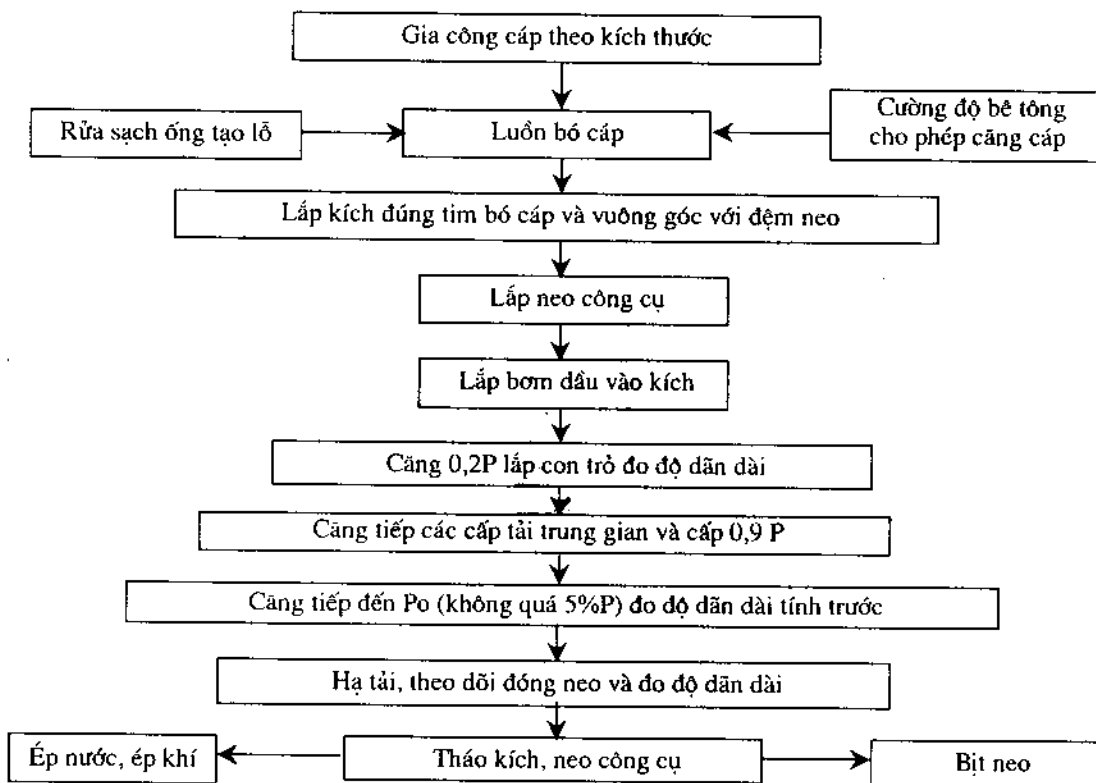
- Lựa chọn sơ đồ nhịp, dạng và kích thước chính trong mặt cắt ngang của cầu, phân các đoạn đúc lần lượt của dầm căn cứ vào kinh nghiệm và các tài liệu tham khảo, các đồ án đã thực hiện trước đó;
- Xác định phương pháp đúc hẫng phân đoạn, phương pháp hợp long, thiết bị đúc di động và các bước thi công đúc hẫng lần lượt các nhịp liên tục của kết cấu nhịp cầu dầm hoặc cầu khung;
- Xác định các sơ đồ cấu tạo và bố trí của các hệ thống mở rộng trụ, trụ tạm (nếu có);
- Xác định các sơ đồ tĩnh học của kết cấu nhịp thay đổi qua từng bước thi công đúc hẫng;
- Tính toán nội lực kết cấu nhịp dầm, nội lực trụ và trụ tạm, các phản lực gối đỡ và các chuyển vị thẳng đứng, chuyển vị nằm ngang phát sinh trong quá trình đúc hẫng. Vẽ các hình bao nội lực và biểu đồ độ võng trong giai đoạn thi công;
- Tính toán lượng cốt thép cần thiết tại mặt cắt đặc trưng của dầm trong giai đoạn thi công;
- Tính toán nội lực dầm, các phản lực gối đỡ phát sinh trong quá trình khai thác cầu dưới các tổ hợp tĩnh tải và hoạt tải. Vẽ các hình bao nội lực trong giai đoạn khai thác cầu;
- Tính toán lượng cốt thép cần thiết tại mặt cắt đặc trưng của dầm trong giai đoạn khai thác;
- Kết hợp các kết quả tính toán cốt thép trong giai đoạn thi công và giai đoạn khai thác để bố trí hợp lý cốt thép dự ứng lực;
- Tính duyệt các mặt cắt đặc trưng theo các trạng thái giới hạn trong giai đoạn thi công cũng như giai đoạn khai thác cầu. Hiệu chỉnh kích thước mặt cắt và bố trí cốt thép thường cũng như cốt thép dự ứng lực;
- Tính toán mối nối giữa các đốt kết cấu nhịp được đúc hẫng;
- Tính toán ổn định lật trong quá trình đúc hẫng, chọn thiết bị đẩy;
- Tính toán hợp long;
- Tính toán ứng suất cục bộ phát sinh ở khu vực ụ neo;
- Tính toán ảnh hưởng của co ngót và từ biến trong giai đoạn khai thác;
- Tính toán ảnh hưởng của gối lún không đều trong các giai đoạn thi công và giai đoạn khai thác cầu;
- Tính toán về xoắn kết cấu nhịp;
- Tính toán hạ dầm xuống gối sau khi đã đúc hẫng và hợp long xong hoàn toàn.

5.5. VÍ DỤ CẤU TẠO BỐ TRÍ CÁP DỰ ỨNG LỰC CẦU ĐÚC HẰNG

Đây là sơ đồ bố trí cáp DƯL trong một cầu đúc hằng. Trên hình 5.29 là sơ đồ đặt cáp dự ứng lực trong kết cấu nhịp liên tục đúc hằng hoặc lắp hằng.

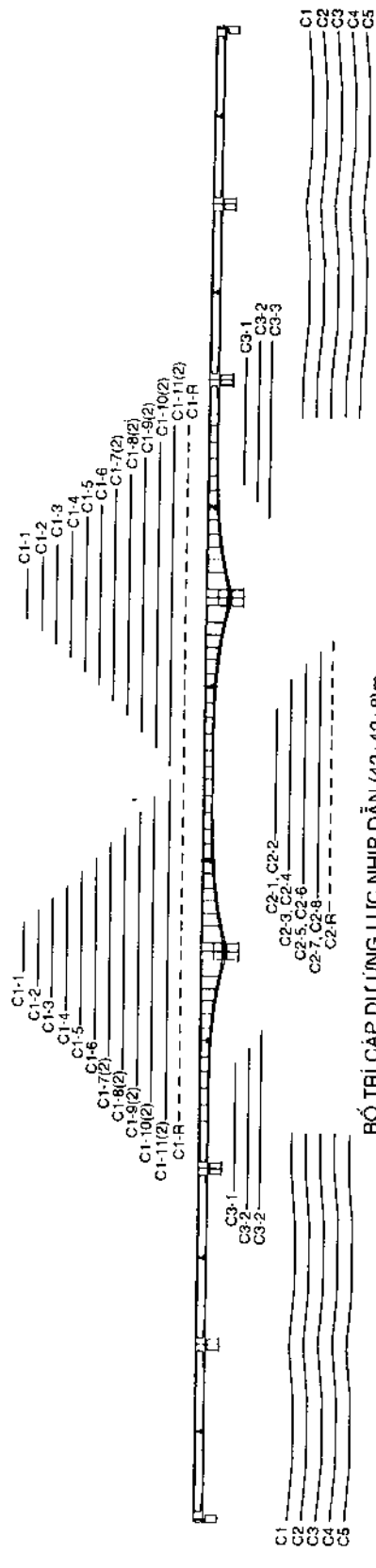


Hình 5.29 a. Sơ đồ đặt cáp DƯL trong kết cấu nhịp liên tục đúc hằng hoặc lắp hằng

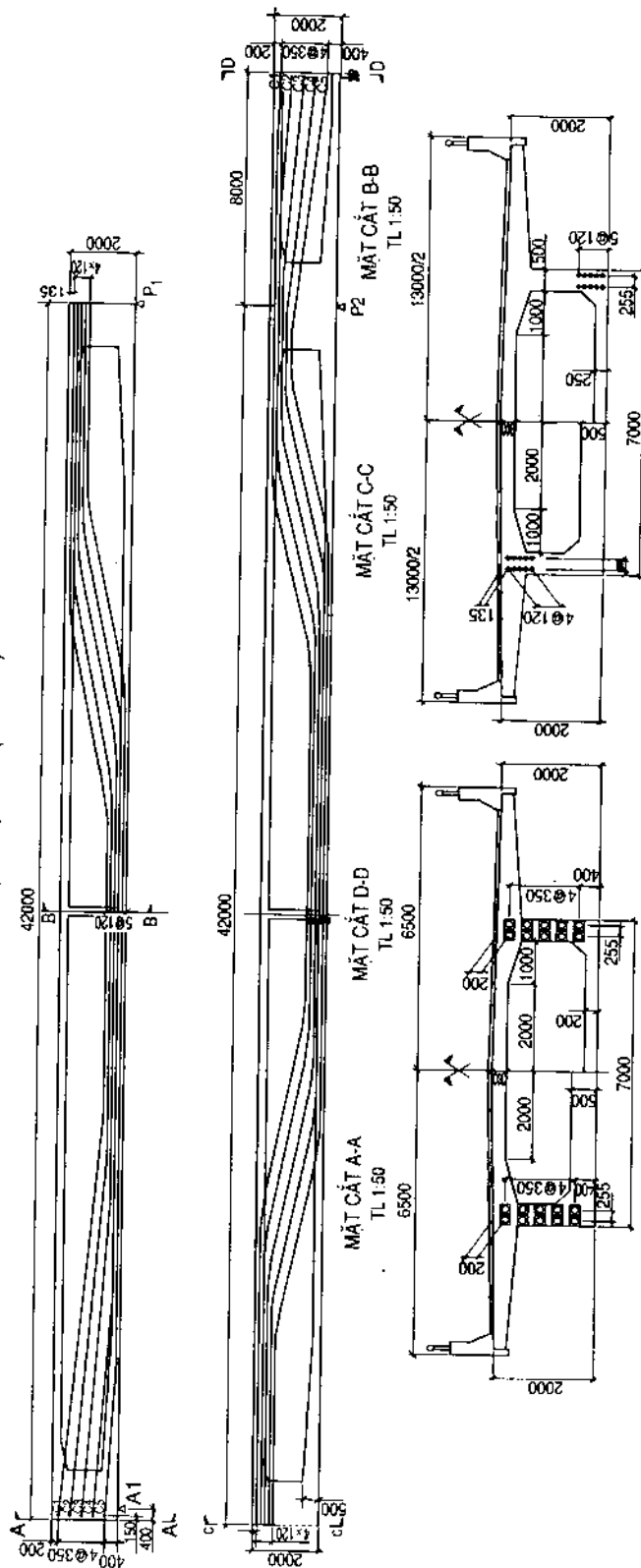


Hình 5.29b. Sơ đồ trình tự căng cáp DƯL trong kết cấu nhịp liên tục đúc hằng hoặc lắp hằng

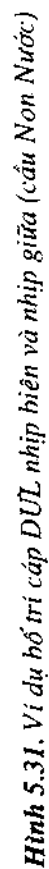
MẶT ĐƯNG CÁP DỰ ỨNG LỰC



BỐ TRÍ CÁP DỰ ỨNG LỰC NHỊP DẪN (42+42+8)m



Hình 5.30. Ví dụ bố trí cốt thép DƯL toàn cầu và phần nhịp dẫn (cầu Non Nước)

[illegible]

5.6. THI CÔNG ĐÓT HỢP LONG

Khối hợp long là khối cuối cùng để nối các dầm hẫng với đoạn dầm đúc trên đà giáo hoặc nối các dầm hẫng với nhau tạo thành dầm liên tục. Có thể chia hai loại khối hợp long:

5.6.1. Thi công khối hợp long nối dầm hẫng với đoạn dầm đúc trên đà giáo

Trình tự thi công khối hợp long loại này như sau:

- (a) Điều chỉnh cao độ tại khối hợp long.
- (b) Đặt và chỉnh cao độ ván khuôn cho khối hợp long theo cao độ dầm đã được điều chỉnh. Buộc cốt thép.
- (c) Đặt các thanh chống tạm. Đổ lớp vữa dày tối thiểu 3cm vào các khe hở giữa đầu thanh chống và mặt bê tông (loại vữa cường độ cao không co ngót).
- (d) Vệ sinh và đổ vữa cho gối chính.
- (e) Căng kéo các bó cáp trước khi đổ bê tông.
- (f) Cắt thanh chống dưới.
- (g) Căng kéo các bó cáp đáy còn lại.
- (h) Tháo xe đúc.
- (i) Bơm vữa lấp lỗ ống gel của thanh ứng suất trong, khối đỉnh trụ và thân trụ.

Sau đây trình bày nội dung chi tiết các hạng mục nói trên.

5.6.1.1. Điều chỉnh cao độ tại khối hợp long

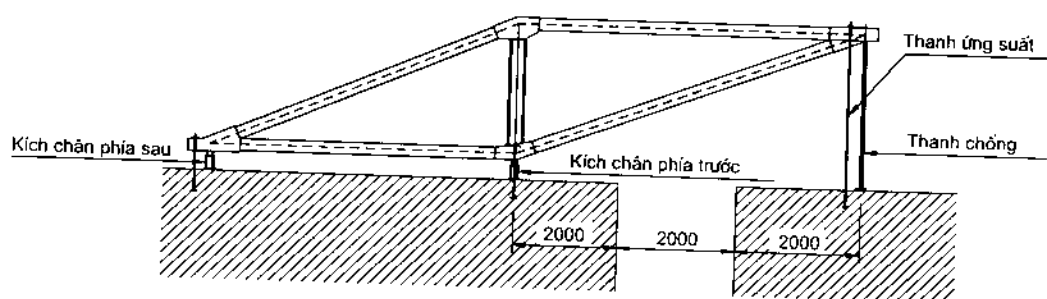
Trong quá trình thi công, do ảnh hưởng của nhiều yếu tố, đặc biệt là ảnh hưởng của co ngót và từ biến bê tông, cao độ và độ võng của dầm hẫng có sai số. Hơn nữa đoạn dầm thi công trên đà giáo cũng có thể có sai số về cao độ do độ lún đất nền tại gối của đà giáo vẫn diễn ra. Ngoài ra, tiến độ thi công khác nhau khiến cho tuổi bê tông của các đốt thuộc 2 cánh hẫng sẽ khác nhau vào thời điểm trước lúc hợp long với nhau, như vậy độ võng của 2 mút hẫng sẽ khác nhau. Vì những lý do đó phải điều chỉnh cao độ tại hai đầu của khối hợp long. Việc điều chỉnh này được thực hiện bằng xe đúc hoặc chất tải trọng tùy thuộc vào từng trường hợp cụ thể.

Trường hợp 1: Sai số về cao độ và độ võng của dầm hẫng nằm trong sai số cho phép ($\pm 5\text{mm}$), cao độ và độ võng của đoạn dầm đúc trên đà giáo thấp hơn cao độ thiết kế với sai số vượt quá sai số cho phép.

Trường hợp này đơn giản nhất, việc điều chỉnh cao độ theo trình tự sau:

- Xe đúc được di chuyển đến vị trí thiết kế.
- Chỉnh xe đúc theo các bước đã trình bày ở trên.

- Đặt thanh chống trước thẳng đứng và thanh ứng suất tại nút phía trước của dàn chính. Lưu ý chân của thanh chống trước phải ở trạng thái tự do, không tiếp xúc với mặt bê tông dầm.
- Đặt các kích đủ năng lực kích đà giáo và dầm trên đà giáo đến cao độ yêu cầu. Dùng các nêm thép để chêm vào khe hở trong quá trình kích.
- Đặt các thanh ứng suất giằng chéo để giữ ổn định ngang (chống hiện tượng đung đưa của cánh dầm hẫng) và kéo căng chúng.
- Dùng nêm thép nêm chặt chân của thanh chống trước với mặt cầu. Căng thanh ứng suất phía trước.
- Đổ vữa không co ngót có cường độ cao vào chân thanh chống.



Hình 5.32. Vị trí của xe đúc khi thi công khối hộp long

Trường hợp 2: Đầu dầm hẫng cao hơn cao độ thiết kế, đầu đoạn dầm trên đà giáo có sai số về cao độ nằm trong sai số cho phép. Trình tự điều chỉnh như sau:

Di chuyển và cố định xe đúc, đặt thanh chống trước thanh ứng suất tại nút trước của dàn chính giống như trường hợp 1. Chú ý rằng chân thanh chống cũng ở trạng thái tự do.

Đặt kích thông tâm loại nhỏ lên đỉnh của thanh ứng suất trước và kích đối xứng với một lực tối đa là 25T cho từng cấp 5T để vút đầu dầm hẫng xuống đến cao độ yêu cầu. Kiểm tra lại cao độ của đầu hẫng phía bên kia của dầm hẫng để có phương án thi công cho dầm hẫng trên trụ kế tiếp.

Đặt và căng các thanh ứng suất giằng chéo giữ ổn định ngang, nêm chân thanh chống trước và đổ vữa cho nó giống trường hợp 1.

Trường hợp 3: Đầu dầm hẫng và đầu đoạn dầm trên đà giáo đều thấp hơn cao độ thiết kế. Trình tự điều chỉnh như sau:

Đối với đoạn dầm trên đà giáo điều chỉnh giống như trường hợp 1, bố trí kích để kích lên.

Đối với dầm hẫng, có thể giải quyết bằng việc căng bó cáp dự phòng tại đỉnh dầm. Nếu sau khi đã căng bó cáp dự phòng nhưng vẫn chưa đạt độ cao thiết kế, biện pháp để nâng cao độ đầu dầm hẫng lên có thể được giải quyết bằng cách:

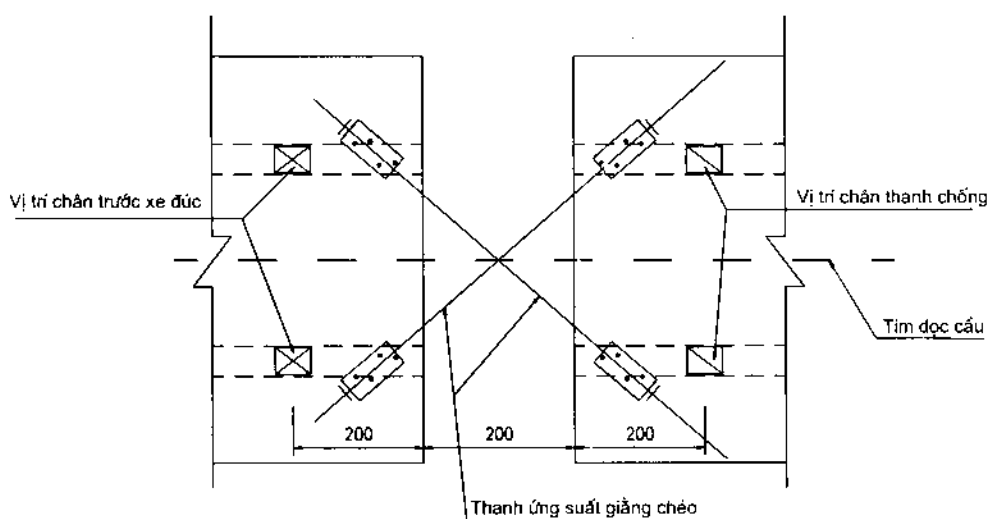
- Đặt kích chính vào chân trước và chân sau của xe đúc.
- Lắp thanh chống trước và thanh ứng suất tại nút trước của dàn chính. Đặt nêm sắt (hoặc đổ vữa) vào chân của thanh chống trước. Căng thanh ứng suất tại chân chống trước ép

chặt chân thanh chống xuống mặt bê tông. Chú ý rằng lúc này các thanh ứng suất gông dầm ngang phía trước và phía sau của dầm chính thả lỏng (không có lực căng).

- Dùng kích thông tâm loại nhỏ căng các thanh ứng suất gông dầm ngang phía trước.

- Hoạt động kích chính ở phía sau tạo ra một lực tối đa cho mỗi kích. Kích chính phải hoạt động đối xứng theo từng cấp lực để tránh hiện tượng dầm bị xoắn. Thường xuyên kiểm tra sự di chuyển lên của dầm hẫng bằng máy cao độ tại mỗi cấp lực và dừng lại khi cao độ đã đạt yêu cầu hoặc đã đạt đến lực kích tối đa. Khoá vành khoá an toàn tại kích chính.

- Dùng kích thông tâm loại nhỏ căng các thanh ứng suất gông dầm ngang phía sau.



Hình 5.33. Thanh ứng suất ổn định dầm theo phương nằm ngang

Chú ý:

Phương pháp này tạo ra lực nâng đầu dầm hẫng lên, không đúng với sơ đồ chịu lực của dầm hẫng nên khi sử dụng phải hết sức thận trọng. Tốt nhất chỉ sử dụng trong phạm vi điều chỉnh chuyển vị nhỏ hơn 10mm theo chiều hướng lên. Nếu phạm vi điều chỉnh lớn hơn 10mm thì phải thay đổi bằng cách giữ độ chênh cao giữa hai đầu của khối hộp long, nghĩa là hạ đầu đoạn dầm trên đà giáo xuống.

Ngoài ra, còn một biện pháp nữa để nâng đầu dầm hẫng lên bằng cách chèn đối trọng ở đầu phía bên kia của dầm hẫng. Trọng lượng của đối trọng phải được tính toán kỹ lưỡng.

Đặt và căng các thanh ứng suất giữ ổn định ngang làm giống như trường hợp 1 và 2.

5.6.1.2. Đặt các thanh chống tạm. Đổ lớp vữa dày tối thiểu 3cm vào các khe hở giữa đầu thanh chống và mặt bê tông (loại vữa cường độ cao không co ngót)

Các thanh chống tạm có thể được đặt nằm ngang theo phương dọc cầu và tỳ vào các bộ phận sẵn trên bề mặt bản đáy hộp của 2 đốt mút hẫng của 2 cánh hẫng. Nhiệm vụ của các thanh chống này là giữ không cho các đầu mút hẫng chuyển dịch lại gần nhau. Muốn vậy

sau khi đặt các thanh chống này sẽ phải đổ vữa không co ngót vào khe hở giữa đầu các thanh này và mặt bê tông của ụ mà các đầu thanh sẽ tỳ vào. Lớp vữa này phải dày ít nhất 3cm để đủ phát huy tác dụng.

5.6.1.3. Vệ sinh và đổ vữa cho lỗ chôn bu lông neo của gối cầu chính thức

Vệ sinh bề mặt bê tông và các lỗ chôn chân neo của gối bằng nước áp lực cao, sau đó dùng máy hơi ép thổi hết nước.

Sau khi vệ sinh xong, bề mặt bê tông tại đây được giữ ẩm trong vòng 24h trước khi đổ vữa vào đó.

Vữa được trộn bằng máy và được bơm vào vị trí theo trình tự từ trong ra.

Lượng vữa bơm vào phải đủ tiếp xúc 100% với mặt dưới của thớt gối dưới và phải cao hơn mặt dưới gối tối thiểu 5mm. Dòng chảy vữa phải liên tục không bị gián đoạn.

Việc bảo dưỡng vữa gối làm liên tục trong 7 ngày.

5.6.1.4. Căng kéo các bó cáp trước khi đổ bê tông

Trước khi căng bó cáp đáy phải căng các thanh ứng suất thẳng đứng bố trí ở đầu đoạn dầm đúc trên đà giáo. Chỉ căng kéo cáp đáy khi cường độ vữa ở gối và ở đầu các thanh chống đã đạt cường độ yêu cầu. Trước khi căng kéo cáp đáy, các bulông liên kết hai thớt gối sẽ được tháo ra.

Trình tự căng kéo các bó cáp đáy trước khi đổ bê tông sẽ do kỹ sư thiết kế quy định, thông thường hai cặp bó cáp đầu tiên sẽ được căng kéo.

Trong lúc căng kéo, hai đồng hồ đo chuyển vị được gắn vào hai thanh chống dưới để đo chuyển vị của thanh chống. Trị số chuyển vị sẽ được ghi lại và theo dõi tại hai thời điểm trước và sau khi căng với mục đích không để xuất hiện ứng suất kéo tại thớt dưới của khối hợp long trước lúc đổ bê tông.

Trong khi đổ bê tông cho bản đáy và thành, cần phải thường xuyên theo dõi 2 đồng hồ chuyển vị nói trên. Nếu khi đổ bê tông thành xong mà kim đồng hồ vẫn còn xa vị trí ban đầu, nghĩa là thớt dưới vẫn chỉ có ứng suất nén thì tiếp tục đổ bê tông cho bản mặt. Nếu kim đồng hồ đã trở về vị trí ban đầu của nó, nghĩa là sắp sửa xuất hiện ứng suất kéo thì tiếp tục căng bó cáp lên 75% lực căng thiết kế, trong khi đổ bê tông cho bản mặt.

5.6.1.5. Cắt thanh chống dưới

Khi bê tông đạt cường độ bằng 75% cường độ thiết kế thì tiến hành cắt thanh chống dưới.

5.6.1.6. Căng kéo các bó cáp đáy còn lại

Trước khi căng kéo phải tách các ván khuôn rời khỏi bề mặt bê tông, trừ ván khuôn đáy. Trình tự căng kéo do kỹ sư thiết kế quy định.

5.6.1.7. Tháo dỡ xe đúc

Xe đúc được tháo theo trình tự ngược với trình tự lắp ráp.

5.6.1.8. Tháo dỡ thanh neo dự ứng suất tạm thời trong khối đỉnh trụ, tháo dỡ các khối kê tạm

Các thanh dự ứng suất thẳng đứng neo tạm trong khối đỉnh trụ K0 sẽ được giảm hạ dự ứng suất bằng các kích thông tâm loại lớn (ví dụ: loại kích ZPE-7A) theo trình tự đối xứng. Chú ý trước khi bắt đầu giảm hạ dự ứng suất thì pittông của kích luôn phải duỗi trước tối thiểu 3cm.

Khi đã giảm hết dự ứng suất thì tháo dỡ các thanh neo dự ứng suất ra khỏi vị trí.

Sau đó di chuyển khối kê tạm ra khỏi vị trí cân bằng theo cách dùng máy khoan hơi ép khoan phá lớp vữa đệm giữa khối kê tạm và đỉnh trụ. Dùng palăng xích hoặc palăng cáp để kéo các gối kê tạm ra khỏi vị trí dưới đáy dầm.

Cuối cùng phải làm vệ sinh và tân trang lại đỉnh trụ. Chú ý không để các mảnh vữa vụn rơi vào trong các ống gel chứa thanh neo tạm dự ứng suất của thân trụ.

5.6.1.9. Bơm vữa lấp lỗ ống gel của thanh ứng suất trong, khối đỉnh trụ và thân trụ

Dùng vữa xi măng bơm vào các lỗ của thanh ứng suất bằng máy bơm vữa chuyên dùng.

5.6.2. Thi công khối hợp long giữa hai đầu dầm hẫng

Về cơ bản, thi công khối hợp long này tương tự như thi công khối hợp long cho nhịp có khối đúc trên đà giáo, nhưng bỏ qua không cần thực hiện các bước: vệ sinh và bơm vữa gối chính, hạ ứng suất và tháo gối tạm.

Cần phải chú ý các điểm sau đây:

- Do điều chỉnh cao độ tại khối hợp long của nhịp biên nên cao độ của cánh hẫng còn lại (sẽ hợp long với cánh hẫng của trụ kế tiếp) sẽ có thay đổi (thường là đầu mút hẫng sẽ hạ thấp xuống do dự ứng lực đặt vào khu vực bản đáy hộp ở nhịp biên làm cho nhịp biên võng lên). Trị số thay đổi cao độ này sẽ được tính đến khi thi công cánh hẫng tương ứng của trụ kế tiếp theo nguyên tắc đảm bảo độ chênh cao giữa hai đầu của khối hợp long theo thiết kế. Sai số được chia dần vào độ võng của từng khối thi công khi thi công chúng.

- Trong quá trình thi công cánh dầm hẫng trên trụ kế tiếp sẽ phải thường xuyên theo dõi ảnh hưởng của co ngót, từ biến của bê tông theo thời gian đến độ võng của cánh dầm hẫng đã được thi công xong trước đó.

- Vị trí của xe đúc khi thi công khối hợp long này phải thể hiện rõ trong khi tính toán độ võng của dầm.

- Nếu dùng tải trọng để điều chỉnh cao độ thì tải trọng đó không vượt quá một giới hạn tính toán (ví dụ khoảng 25 tấn).

- Trình tự căng dây cáp trước, trong và sau khi đổ bê tông theo quy định của thiết kế.
- Các thanh neo tạm dự ứng lực thẳng đứng để liên kết giữa đỉnh trụ và khối dầm KO trên đỉnh trụ sẽ được hạ ứng suất và tháo dỡ ngay sau khi căng xong cặp cáp đáy hộp đầu tiên tới 75% lực, trước lúc căng tiếp bó thứ hai và đổ bê tông.

5.6.3. Trường hợp không cần dùng xe đúc và không cần thanh chống dọc tạm thời khi hợp long

Nếu hai đầu của 2 cánh hẫng đã có cao độ gần như bằng nhau thì có thể không dùng xe đúc tạo chuyển vị cưỡng bức mà chỉ cần dùng một hệ kết cấu gông tạm thời để treo ván khuôn của khối hợp long. Khi đó 2 dầm đế của xe treo sẽ bắc qua bên trên khối sẽ hợp long, hai dầm này xe treo toàn bộ trọng lượng của hệ đà giáo ván khuôn để đổ bê tông khối hợp long. Khi đó cũng có thể không cần đặt thanh chống dọc tạm thời trong khối hợp long nữa. Trình tự hợp long sẽ bao gồm các thao tác sau:

- Lắp đặt hệ đà giáo treo và ván khuôn cho khối hợp long.
 - Đổ bê tông khối hợp long.
 - Khi bê tông đạt cường độ khoảng 300 kG/cm^2 (mẫu thử hình trụ tròn) thì căng kéo 4 bó cáp dưới đến lực căng thiết kế. Số bó căng lúc này có thể đến 50% tổng số bó cáp ở bản đáy, điều này cụ thể do tính toán mà quyết định. Phải căng kéo đồng thời cả hai phía thượng lưu và hạ lưu đối xứng qua tim cầu.
 - Khi bê tông đạt $> 90 \%$ cường độ thiết kế (ít nhất mẫu thử hình trụ tròn đạt khoảng 360 kG/cm^2) thì căng kéo tất cả các bó cáp dưới đến lực căng thiết kế.
 - Giải phóng liên kết tạm tại các đỉnh trụ có liên quan đến nhịp được hợp long (tuỳ theo thiết kế), bao gồm việc cắt các thanh dự ứng lực neo tạm thẳng đứng và phá dỡ các tấm BTCT kê tạm trên đỉnh trụ.
 - Tháo dỡ đà giáo ván khuôn khối hợp long.
- Trên hình 5.34 là ví dụ mô tả cấu tạo hệ đà giáo treo ván khuôn đã dùng ở cầu Phù Đồng (cầu Đuống mới) mà vẫn có dùng các thanh chống tạm nằm ngang ở đốt hợp long.

5.6.4. Đo đạc

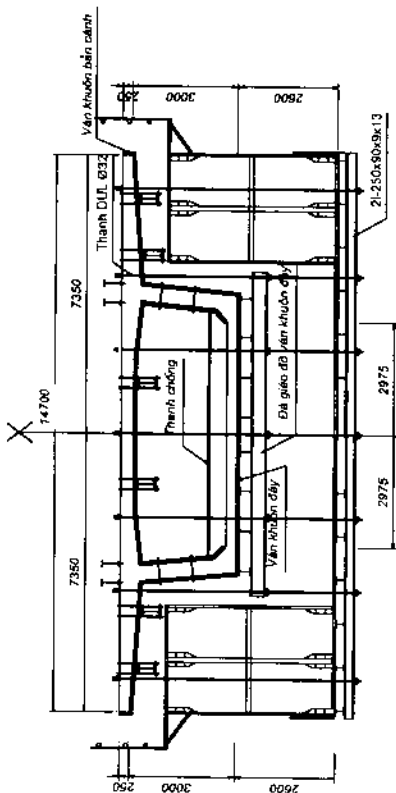
Công tác khảo sát, đo đạc trong khi thi công là một công việc hết sức quan trọng nên phải làm thường xuyên và đòi hỏi độ chính xác cao.

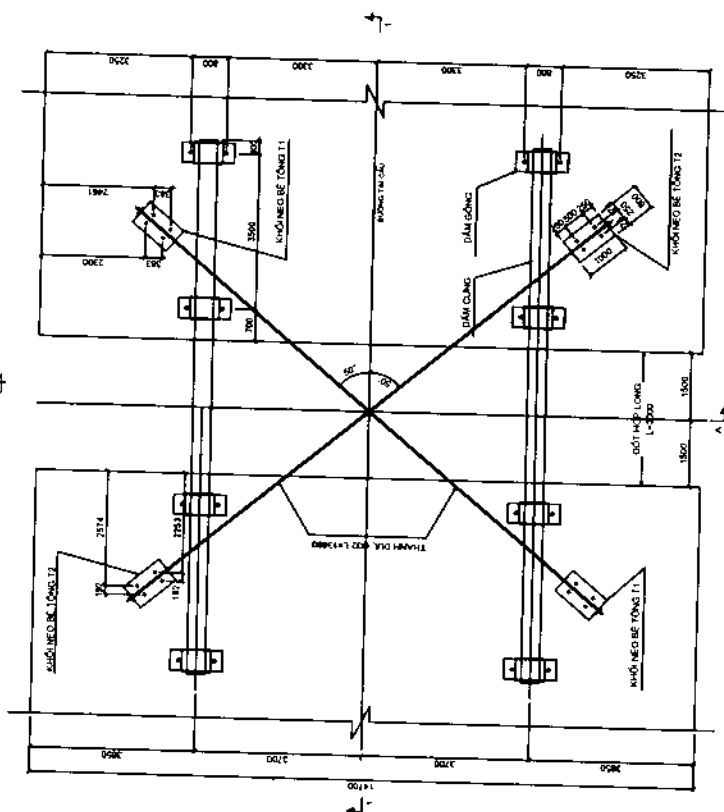
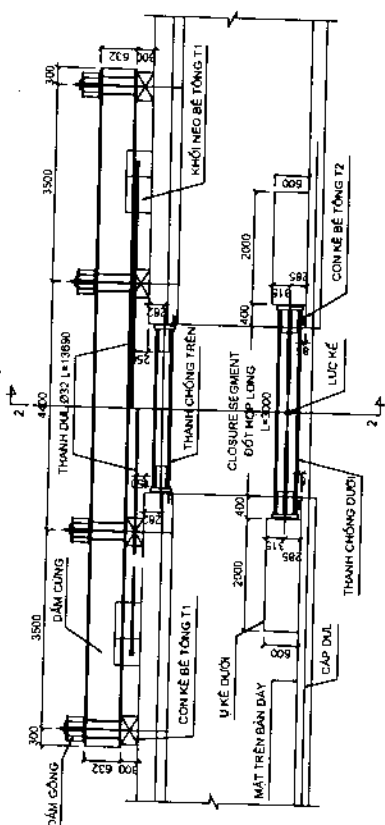
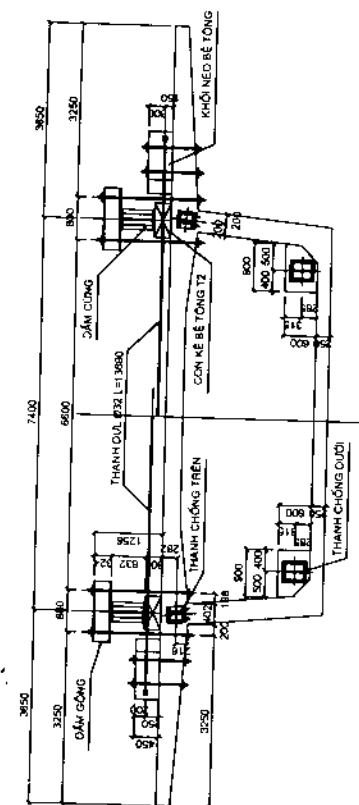
5.6.4.1. Đặt mốc cao độ

Khi thi công các cặp khối của dầm hẫng, bê tông được đổ cho từng khối riêng biệt nên dầm hẫng có khả năng “bập bênh”, do đó mốc cao độ phải đặt vào tim ngang trụ và phải thường xuyên kiểm tra so với mốc cao độ thiết kế để phát hiện xem có bất kỳ sự sai khác nào không.

Xe đức được tháo dỡ trước khi lắp đặt dà giáo ván khuôn đối hợp long. Ván khuôn được treo thông qua các tấm đỡ và các thanh DƯỠ qua các lỗ chừa sẵn ở đầu dầm hợp. Quá trình đỡ bê tông đối hợp long, căng kéo DƯỠ các bó cáp dưới, các bó cốt định tam khối định trụ.

Hình 5.34a. Bố trí ván khuôn xe đúc thi công đối hợp long





Hình 5.34b. Bố trí ván khuôn xe đúc thi công đối hợp long

5.6.4.2. Thời điểm đo đặc

Chênh lệch về nhiệt độ có ảnh hưởng lớn đến độ vồng của dầm hẫng nên cao độ chỉ được nghiệm thu vào lúc nhiệt độ không khí $\leq 25^{\circ}\text{C}$. Nói chung vào đầu buổi sáng (ví dụ trước 7 giờ về mùa hè) khi nắng mặt trời chưa ảnh hưởng đến nhiệt độ của kết cấu nhịp là lúc đo thích hợp nhất.

Dầm hẫng có khả năng tự “bập bênh” nếu có lệch tải giữa hai đầu nên phải nghiệm thu cao độ ván khuôn cả hai khối của một cặp khối xong mới tiến hành đổ bê tông.

Tại mỗi mặt cắt của dầm hẫng, các giá trị cao độ lấy ở các thời điểm:

- Trước khi đổ bê tông.
- Sau khi đổ bê tông.
- Sau khi căng kéo.
- Sau khi lao xe dúc và buộc xong cốt thép cho cặp khối mới.

5.6.4.3. Đo đặc độ vồng của dầm theo các giai đoạn thi công

Kết thúc xong một cặp khối dầm, trước khi đổ bê tông cho cặp khối mới, phải đo đặc lại các số liệu về độ vồng để kiểm tra mức độ sai số và sai số đó phải nằm trong sai số cho phép.

Việc đo đặc phải tiến hành vào thời điểm mà nhiệt độ không thay đổi trong ngày và có nhiệt độ $\leq 25^{\circ}\text{C}$, tại thời điểm đó thì :

- Bó cáp của cặp khối trước đó đã được căng xong.
- Xe dúc đã được lao đến vị trí sẵn sàng cho việc dúc khối mới.
- Cốt thép của khối mới đã được đặt.
- Vị trí các điểm đo đặc đặt theo dọc chiều dài dầm tại 3 vị trí:
 - + Tim cầu.
 - + Mép thượng lưu cầu.
 - + Mép hạ lưu cầu.

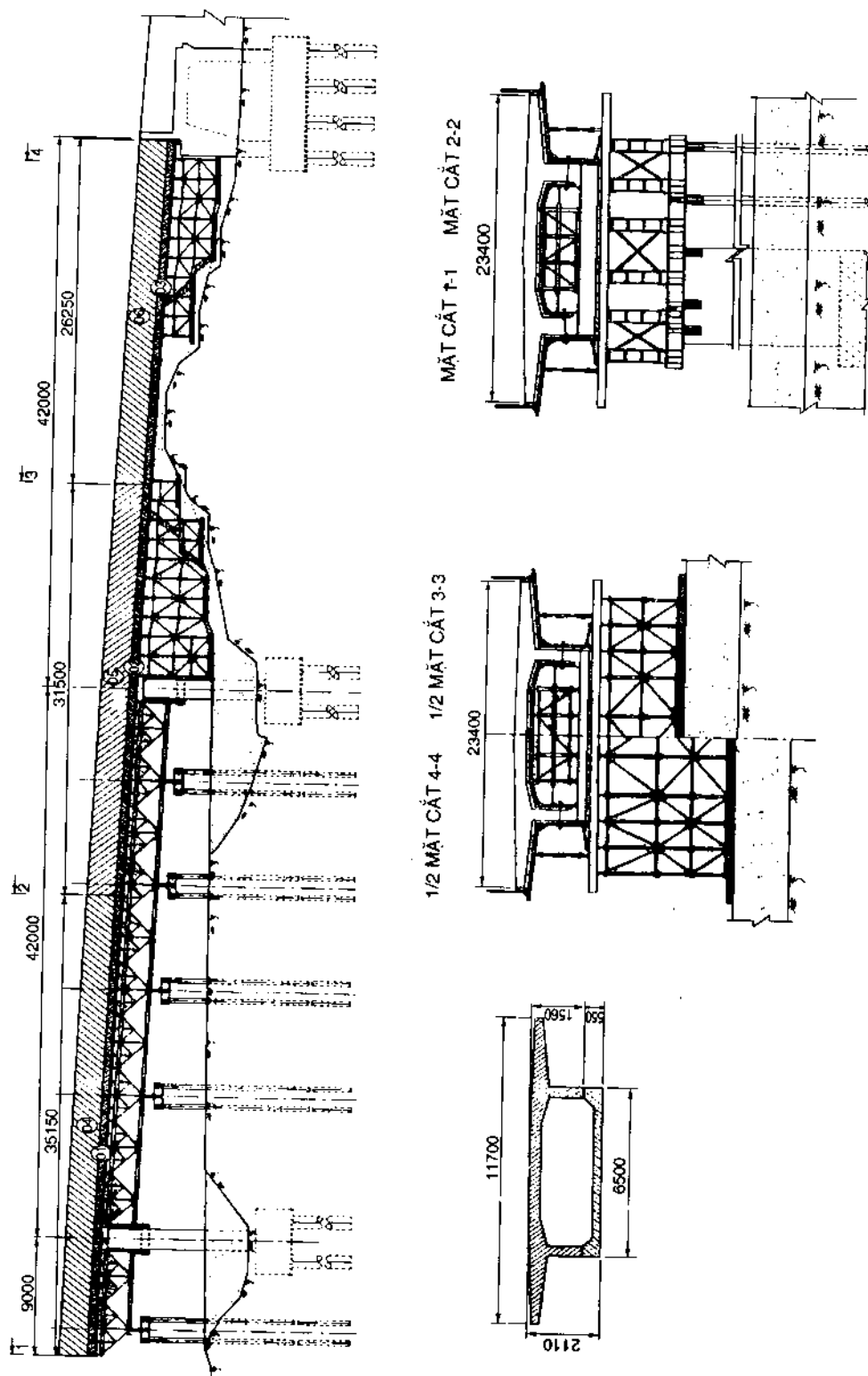
Riêng độ vồng của dầm khi thi công khối hợp long được đo đặc tại thời điểm sau:

- Sau khi thi công xong khối cuối cùng của dầm hẫng.
- Sau khi lao xe đến vị trí thi công khối hợp long.
- Trước khi điều chỉnh cao độ.
- Sau khi điều chỉnh cao độ.
- Sau khi thi công xong khối hợp long.

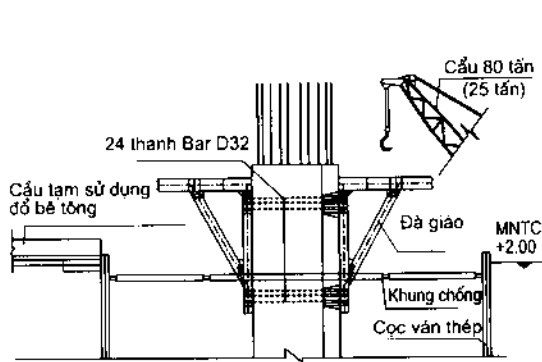
Độ vồng toàn cầu sẽ được đo đặc sau khi khối hợp long cuối cùng của cầu hoàn thành.

Nói chung, việc đo đặc độ vồng phải gắn liền với sơ đồ đặt tải đã được người thiết kế tính đến tương ứng với giai đoạn thi công.

5.7. MỘT SỐ VẤN ĐỀ LIÊN QUAN ĐẾN PHƯƠNG PHÁP THI CÔNG ĐÚC HẰNG CÂN BẰNG

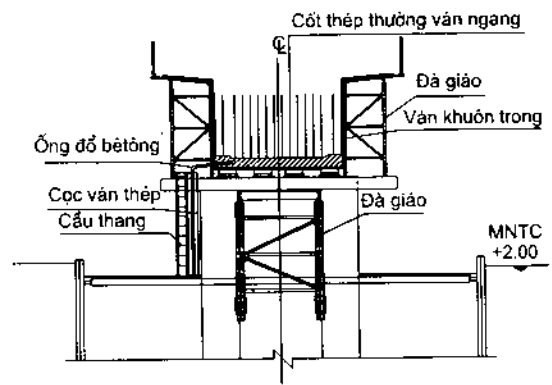


Hình 5.35. Thi công lắp hộp trên dầm giáo



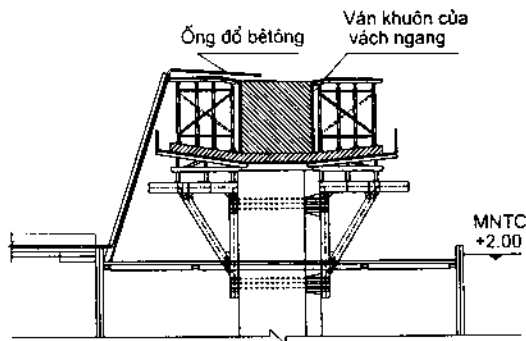
Bước 1: Lắp dựng đà giáo

- Lắp dựng đà giáo trên thân trụ
- Neo các thanh PC D32
- Lắp đặt các chi tiết đà giáo



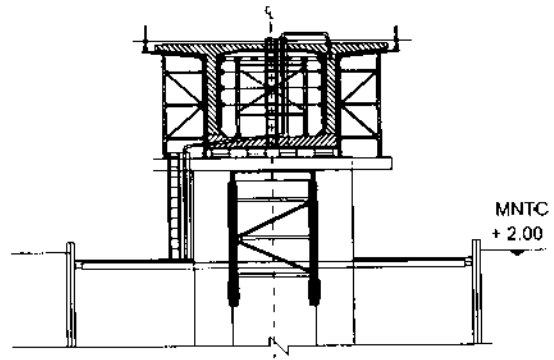
Bước 2: Đổ bê tông bản đáy

- Lắp đặt gối cao su, thanh chống xô d150 và gối tạm
- Lắp đặt ván khuôn đáy, khung chống tiêu chuẩn và ván khuôn trong
- Lắp đặt các ống thép (neo thanh PC D32 vào thân trụ)
- Lắp đặt cốt thép bản đáy, một phần sườn và vách ngang
- Đổ bê tông tại chỗ bản đáy
- Bảo dưỡng bê tông



Bước 3: Đổ bê tông dầm ngang

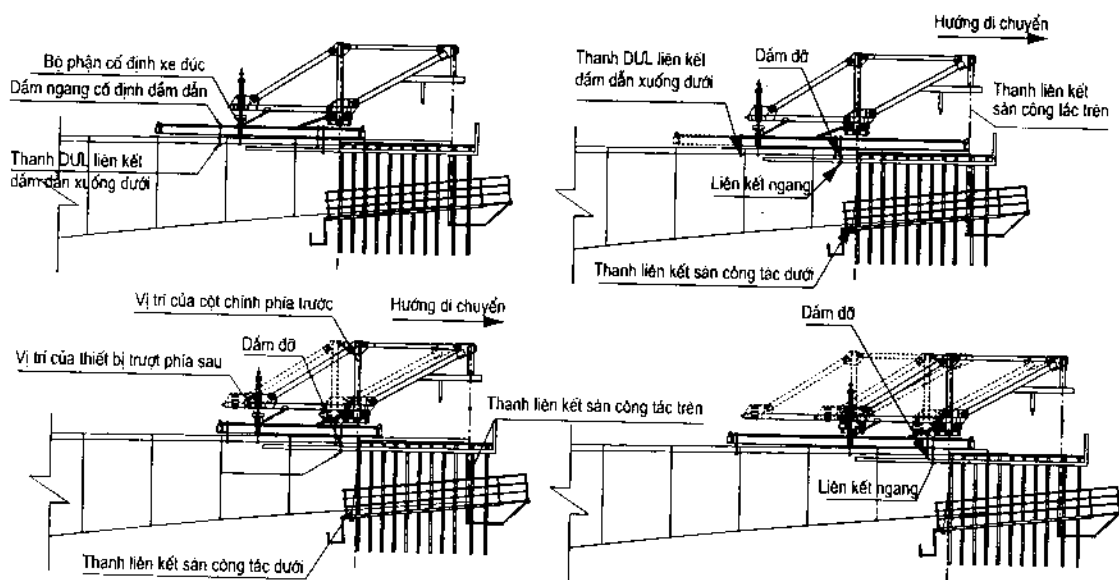
- Lắp đặt khung chống, ván khuôn của vách ngang
- Lắp đặt cốt thép vách ngang và điều chỉnh ống gel
- Đổ bê tông tại chỗ vách ngang
- Bảo dưỡng bê tông



Bước 4: Đổ bê tông bản đỉnh và bản sườn

- Lắp đặt đà giáo ván khuôn
- Lắp đặt ống gel cho cáp dự ứng lực, cốt thép sườn dầm và bản đỉnh
- Đổ bê tông tại chỗ sườn và bản đỉnh
- Bảo dưỡng bê tông
- Căng cáp khi bê tông đủ cường độ
- Neo các thanh PC D32

Hình 5.36. Trình tự thi công khối K0



Hình 5.37. Trình tự di chuyển xe dúc

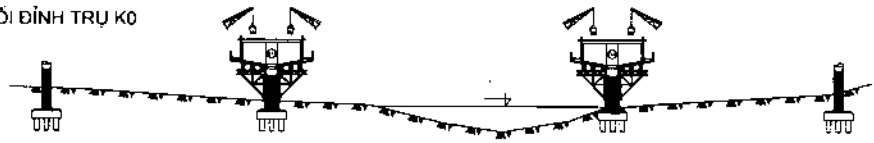
Di chuyển dầm trượt dàn chính

- 1 - Cố định hệ khung xe dúc (dàn chính) với chốt dầm bằng dầm ngang phía sau.
- 2 - Nối các thanh thép cường độ cao D38 và giải phóng các liên kết với dầm trượt.
- 3 - Đẩy dầm trượt của dàn chính về phía trước tới vị trí mới một đoạn bằng đoạn di chuyển của xe dúc (dàn chính).
- 4 - Kiểm tra lại cao độ và hướng của dầm trượt và chêm vào nếu thấy cần thiết.
- 5 - Xiết chặt bu lông với lực thiết kế để cố định dầm trượt của dàn chính.
- 6 - Kết thúc một công đoạn di chuyển dầm trượt của dàn chính (dầm dẫn)

Di chuyển xe dúc

- 1 - Căng thanh liên kết cố định dầm ngang và hệ sàn trượt ván khuôn đỉnh.
- 2 - Tháo bu lông và tách ván khuôn thành ra khỏi mặt bê tông.
- 3 - Tháo các thanh ngang trong lòng hộp.
- 4 - Giải phóng các tầng đỡ ở phía trong để tháo các ván khuôn ở thành hộp.
- 5 - Giải phóng các tầng đỡ ở dầm định vị tại vị trí sàn đỡ ván khuôn dưới để tháo các ván khuôn thành hộp phía ngoài.
- 6 - Cố định hệ dầm treo của dầm trượt để phục vụ cho các dầm trượt trong và dầm trượt ngoài.
- 7 - Giải phóng các liên kết của dầm trượt trong ngoài được kẹp từ từ cho tới khi dầm trượt gối lên bản trượt.
- 8 - Tháo gỡ các bu lông ở cột chính phía trước của xe dúc.
- 9 - Hạ xe dúc (dàn chính) xuống thấp cho tới khi bộ phận trượt phía trước và phía sau của xe dúc tỳ lên dầm trượt.
- 10 - Di chuyển dàn chính (xe dúc) về phía trước bởi hệ kích dục.
- 11 - Khi xe dúc (dàn chính) di chuyển được nửa đường thì dừng lại và cố định dầm trượt phía ngoài, trong của hệ đỡ ván khuôn đỉnh và bản cánh.
- 12 - Cố định dàn chính với các khối đã dúc, tiếp tục lại cho dầm trượt dàn chính tiến về phía trước.
- 13 - Kết thúc 1 chu kỳ di chuyển xe dúc.
- 14 - Các chu kỳ kế tiếp nhau cho tới khi xe dúc (bao gồm dàn chính, dầm trượt) tới vị trí mới chuẩn bị cho việc lắp đặt các thiết bị để dúc khối tiếp theo.

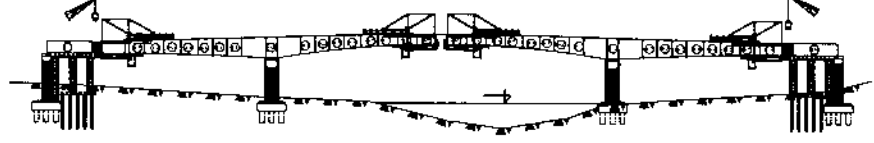
BƯỚC 1: THI CÔNG KHỐI ĐỈNH TRỤ K0



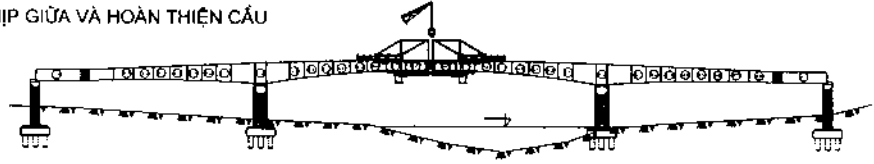
BƯỚC 2: THI CÔNG KHỐI HẰNG VÀ PHẦN TRÊN ĐÀ GIÁO



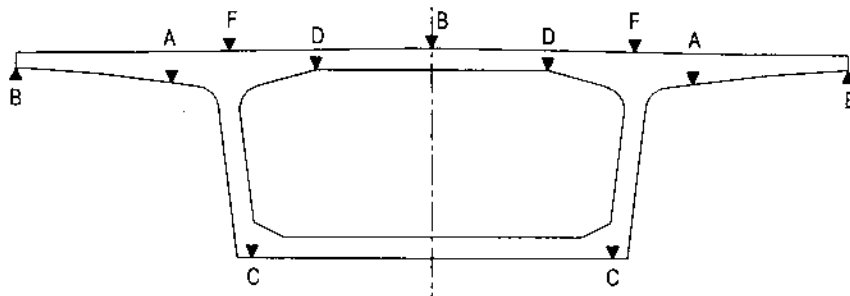
BƯỚC 3: HỢP LONG NHỊP BIÊN



BƯỚC 4: HỢP LONG NHỊP GIỮA VÀ HOÀN THIỆN CẦU



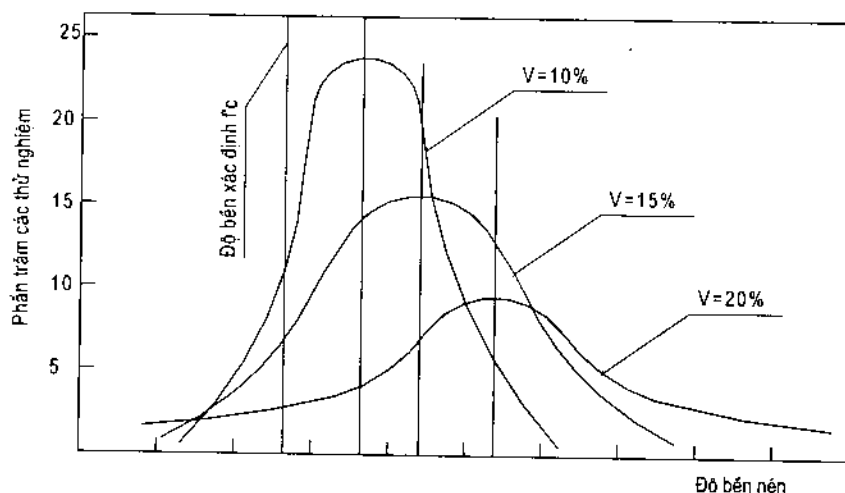
Hình 5.38. Các bước thi công dầm liên tục đúc hẫng



Hình 5.39. Các điểm cần đo đạc khi điều chỉnh ván khuôn

Bảng 5.1: Phân tích chất lượng bê tông các cầu trên quốc lộ 1A

Loại bê tông	Mác bê tông thiết kế	Mác thực	Phương sai	Cường độ tiêu chuẩn	Cường độ tính toán	Cường độ tính toán tra bảng	Độ dư trữ	Hệ số biến sai
Cọc khoan nhồi	300	337	25.727	294.47	259.89	135	124.89	7.64%
Bê tông trụ	300	375	44.329	301.78	242.2	135	107.2	11.83%
Dầm hộp gián đoạn	400	447	43.395	375.53	317.21	190	127.21	9.71%
Dầm đúc hẫng	400	441	43.164	370.38	312.36	190	122.36	9.78%



Hình 5.40. Các đường cong tần số chuẩn với các hệ số biến sai là 10%, 15%, 20%

Đánh giá của hội đồng ACI (Hoa Kỳ)

Hệ số biến sai	$\leq 10\%$	$10\% \div 15\%$	$15\% \div 20\%$	$>20\%$
Kết quả đánh giá	Rất tốt	Tốt	Trung bình	Kém

5.8. VÍ DỤ VỀ CÔNG NGHỆ THI CÔNG ĐÚC HẰNG CẦU T.H

5.8.1. Giới thiệu chung về kết cấu phần trên cầu T.H

5.8.1.1. Sơ đồ bố trí cầu

Sơ đồ cầu: $2 \times 33\text{m} + 54,8\text{m} + 4 \times 90\text{m} + 54,8\text{m} + 6 \times 33\text{m}$

Chiều dài toàn cầu: $L = 743,6\text{m}$.

Trong đó liên nhịp $54,8\text{m} + 4 \times 90\text{m} + 54,8\text{m}$ là kết cấu nhịp dầm liên tục, khung trụ cứng tại T5. Mặt cắt ngang dạng hộp thành xiên, chiều cao dầm thay đổi từ 5,5m tại trụ đến 2,5m tại giữa nhịp, đường cong đáy thay đổi theo đường cong:

Parabol: $y = ax^2 + b$ bề rộng đáy hộp thay đổi từ 4,5m tại gối và 5,514m tại giữa nhịp. Liên nhịp $2 \times 33\text{m}$ và $6 \times 33\text{m}$ là các nhịp dầm BTCT DƯỠNG 33m đơn giản được nối liên tục nhiệt ở mức bản mặt cầu.

5.8.1.2. Trắc dọc mặt cầu

Trên cầu có bố trí một đường cong tròn bán kính $R = 7000\text{m}$ trong phạm vi $L = 342,00\text{m}$ điểm đầu đường cong cách trụ P4: 40m về phía Hà Nội, điểm cuối đường cong cách trụ P7: 32m về phía Sơn Tây, cao độ mặt cầu cao nhất tại nhịp thông thuyền (trụ P5 - P6) 28,68m, cao độ điểm cuối đường cong: Bờ Hà Nội 26,485m, bờ Phú Thọ 26,68m, còn lại là độ dốc

tiếp tuyến với đường cong tròn. Bờ Hà Nội $i = 2,5\%$, bờ Phú Thọ $i = 2,128\%$. Cao độ mặt cầu tại mố M0 là 22,23m, M14 là 21,42m.

5.8.1.3. Mặt cầu

- Khổ cầu $K = 7\text{m} + 2 \times 1,50\text{m} + 2 \times 0,45\text{m}$
- Chiều rộng toàn bộ $B = 10,90\text{m}$
- Độ dốc ngang mặt cầu $i = 1,5\%$.
- Phân cách giữa đường xe chạy và đường người đi bộ bằng vạch sơn rộng 20cm.
- Lớp phủ mặt cầu được cấu tạo gồm các lớp từ trên xuống: Bê tông atphan, lớp chống thấm RD7 (dạng keo), bê tông lưới thép tạo dốc $i = 1,5\%$.

5.8.1.4. Hệ thống lan can, chiếu sáng thoát nước

Lan can bằng thép

Diện chiếu sáng 2 bên cầu.

Hệ thống thoát nước bằng ống gang có lưới chống rác bẩn.

5.8.1.5. Khe co dãn

Toàn cầu có 4 khe co dãn, trong đó gồm 1 khe co dãn 5cm (mố M0), 1 khe co dãn 10cm (mố M14), 2 khe co dãn 20cm (trên trụ P2, P8).

5.8.1.6. Kết cấu liên tục nhiệt

Bản mặt cầu có sử dụng kết cấu liên tục nhiệt với chuỗi liên tục nhiệt chiều dài $6 \times 33\text{m} = 198\text{m}$ (bờ Phú Thọ) và chuỗi 2 nhịp $2 \times 33\text{m} = 66\text{m}$ (bờ Hà Nội).

5.8.2. Các căn cứ để soạn thảo công nghệ

Bản soạn thảo công nghệ này được soạn thảo dựa trên:

5.8.2.1. Các quy phạm thiết kế

- Tiêu chuẩn thiết kế đường ô tô TCVN 4054 - 98.
- Tiêu chuẩn thiết kế 22 TCN - 221 - 95 Công trình giao thông trong vùng có động đất.
- Quy trình thi công

5.8.2.2. Các thiết kế và hướng dẫn

- Các chỉ dẫn trong bản thiết kế kỹ thuật do công ty tư vấn thiết kế lập.
- Các yêu cầu trong hồ sơ thầu.
- Thiết kế xe đúc hẫng, công nghệ vận hành và sử dụng xe đúc (có hướng dẫn riêng cho từng loại xe đúc cụ thể).
- Các thiết bị hiện có: xe đúc hẫng, trạm bê tông, các thiết bị thi công dự ứng lực (kích, bơm dầu, bơm vữa...).

5.8.3. Các chỉ tiêu kỹ thuật

5.8.3.1. Vật liệu dự ứng lực

5.8.3.1.1. Thép dự ứng lực

Dùng loại thép cáp 0,6"-19 theo tiêu chuẩn ASTM416- 85 grade 270 có các thông số sau:

Bảng 5.2

TT	Tên	Tính năng thép cáp	Ghi chú
1	Đường kính danh định	15,2mm	
2	Diện tích mặt cắt ngang	140mm ²	
3	Cường độ cực hạn	1860MPa	
4	Môđun đàn hồi	195GPa	
5	Độ chùng lớn nhất sau 1000 giờ ở 20°C và 70% lực phá hoại	2,5%	

Hiện đã được thiết kế chấp nhận dùng cáp dự ứng lực của Malaysia có các chỉ tiêu kỹ thuật tương đương cụ thể là:

- Đường kính danh định: 15,24mm.
- Diện tích mặt cắt: 140mm².
- Lực kéo đứt cực hạn: 269,55 kN.
- Môđun đàn hồi: 194,16 kN/mm².

5.8.3.1.2. Bố trí cáp dự ứng lực

- Bó cáp đỉnh hộp: nằm ở bản mặt cầu gồm 150 bó cáp 19 tao 15,2mm có ký hiệu từ TC1 đến TC14R (tính cho 5 khung T trên trụ P3 đến P7 mỗi khung T 30 bó).

- Bó cáp đáy hộp giữa nhịp: nằm ở đáy hộp tại vị trí các khối hộp long giữa nhịp, gồm 64 bó cáp 19 tao 15,2mm có ký hiệu BC1 đến BC8R (tính cho 4 vị trí hộp long giữa nhịp mỗi vị trí hộp long 16 bó).

- Bó cáp đáy hộp nhịp biên: nằm ở đáy hộp tại vị trí hộp long nhịp biên gồm 20 bó cáp 19 tao 15,2mm có ký hiệu BE1 đến BE5R (tính cho 2 vị trí hộp long nhịp biên mỗi vị trí hộp long 10 bó).

5.8.3.1.3. Ống gel

Dùng loại ống tôn quấn mạ kẽm ϕ 100/107mm cho các bó cáp 19 tao 15,2mm.

5.8.3.1.4. Đầu neo

Dùng hệ neo DUL của hãng OVM hoặc HVM sản xuất cho các bó cáp 19 tao 15,2mm. Số lượng đầu neo: 424 cái, đế neo: 468 cái.

5.8.3.2. Bê tông đầm

Bê tông đầm dùng M400 (phân cấp nhóm B) cho các đầm đơn giản $L = 33\text{m}$ và M500 (phân cấp nhóm B) cho đầm liên tục. Cường độ bê tông khi căng kéo cấp là: 400kG/cm^2

5.8.3.3. Cốt thép thường

Cốt thép thường dùng cấp CI, CII, CIII (theo tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 4453 - 87) hoặc các loại sản xuất liên doanh trong nước có các chỉ tiêu tương đương.

5.8.3.4. Gối cầu

Cầu T.H dùng các loại gối GJZ $300 \times 400 \times 78\text{mm}$, GJZF4 $300 \times 400 \times 80\text{mm}$ của Trung Quốc cho các nhịp đầm 33m và các gối cao su hình chấu 350T, 2000T loại GPZ3500DX, GPZ2000DX, GPZ3500SX, GPZ2000SX của OVM sản xuất cho các nhịp đầm liên tục.

5.8.3.5. Thanh neo

Các thanh neo $\phi 32\text{mm}$ dùng để neo gối đầm 33m là loại thép mạ kẽm có cường độ chịu cắt $\geq 600\text{kG/cm}^2$.

5.8.3.6. Khe co giãn

Khe co giãn loại OVM-MF 240 của hãng OVM sản xuất, loại 50 ($1000 \times 270 \times 42$, có khả năng co giãn $\pm 25\text{mm}$) và loại 100 ($1000 \times 270 \times 54$, khả năng co giãn $\pm 25\text{mm}$) của hãng OVM sản xuất.

5.8.3.7. Vật liệu chống thấm mặt cầu

Dùng RADCON FORMULA 7 (Radcrete Pacific Co.Pty LTD Australia).

5.8.3.8. Kích dũa ứng lực

Dùng kích Trung Quốc và Pháp chế tạo:

- Kích 500 do Pháp chế tạo để căng bó cáp 19 tao 15,2 mm.

Kích RRH - 1006 để căng nhanh $\phi 38\text{mm}$ cường độ cao.

5.8.4. Công tác thi công

5.8.4.1. Công tác ván khuôn đà giáo

Một số quy định chung:

1. Các khối trên đỉnh trụ (khối K0) dãi 12m được thi công trên hệ đà giáo mở rộng trụ ra 2 phía bằng kết cấu thép liên kết với các kết cấu thép chôn vào thân trụ.

2. Các khối từ K1, K2 (khối liền kề với khối đỉnh trụ) có chiều dài $2,5\text{m}$, 11 khối tiếp theo từ K3 đến K13 có chiều dài là 3m . Các khối này được thi công bằng phương pháp đúc

hẫng cân bằng bằng xe đúc hẫng do Công ty cầu 5, cầu 11 và công ty xây dựng số 6 Thăng Long tự thiết kế cải tạo và chế sửa.

3. Các khối hộp long có chiều dài 2 m được thi công bằng một xe đúc với các kết cấu cố định các mũi hẫng.

4. Các khối đúc trên đà giáo cạnh trụ P2, P8 dài 8,8m, hệ đà giáo này gồm các trụ tạm và các dầm đỡ ván khuôn. Khối hộp long của đoạn dầm này cũng được đúc trên đà giáo.

5. Trước khi đổ bê tông khối sau, mặt nối giữa 2 khối phải được đục nhám, làm sạch, tưới nước đầy đủ đảm bảo dính bám tốt giữa bê tông cũ và bê tông mới.

6. Bề mặt khối hộp sau khi đổ bê tông phải được phủ bao tải và giữ ẩm thường xuyên.

7. Phun vữa ống gel thực hiện ngay sau khi căng kéo xong để nâng cao khả năng chống gỉ thép DUL.

8. Ván khuôn được chế tạo bằng thép và gỗ, có độ cứng lớn. Mặt tiếp giáp với bê tông phải phẳng, độ lồi lớn không quá 1/1000. Tại chỗ tiếp giáp phải có biện pháp chống rò vữa như mattit, băng dính, gioăng cao su....

9. Ván khuôn phải được thiết kế phân mảnh sao cho phù hợp với phân đoạn đổ bê tông của khối dầm và có thể dùng lại được.

Các ván khuôn xe đúc phải thiết kế để có thể tổ hợp phù hợp với các kích thước của các khối đúc từ K1 đến K13 do đó tiết kiệm được vật liệu làm ván khuôn.

10. Ván khuôn phải được bôi quét chất cách ly để bóc ván khuôn dễ dàng. Chất này phải bảo đảm giữ nguyên được mẫu xi măng của nó.

5.8.4.2. Đà giáo khối K0

5.8.4.2.1. Đà giáo mở rộng trụ

Đốt K0 trên đỉnh trụ dài 12m cao 5,5m, để đổ bê tông trên khối này dùng giá hẫng bằng kết cấu thép chôn vào thân trụ tạo thành hệ thống công xôn để đỡ đà giáo ván khuôn đổ bê tông, trước khi thi công phải qua thí nghiệm nén (theo đề cương thử tải chi tiết), dùng tải trọng dần để thử tải giá hẫng và xác định biến dạng đàn hồi và không đàn hồi của giá. Tải trọng thử bằng 1,25 lần tải trọng khối đúc (theo đề cương thử tải chi tiết).

5.8.4.2.2. Thi công giá hẫng

Khi đổ bê tông thân trụ đến cao độ yêu cầu phải chôn các chi tiết chôn sẵn của đà giáo mở rộng trụ vào thân trụ trước. Khi lắp giá dùng cầu nổi lần lượt đưa vào các thanh lắp ráp theo đúng đồ án thiết kế.

5.8.4.2.3. Thiết kế ván khuôn đốt K0

Do đốt K0 thiết kế có tám ngăn ngang nên cấu tạo kích thước phức tạp. Ván khuôn trong bằng gỗ được phân làm 3 đợt theo chiều cao phù hợp với 3 đợt đổ bê tông khối K0. Các tấm

ván khuôn đều có chiều cao để khi lắp cao hơn cao độ đợt đổ bê tông 10cm và cũng chừa qua đỉnh đợt đổ bê tông trước 10cm.

Ván khuôn ngoài được chế tạo bằng thép và được phân mảnh phù hợp với sự ổn định khi lắp ráp và khả năng treo trực của cần cẩu. Ván khuôn ngoài còn được thiết kế để sau này có thể dùng lại cho khối K0 và có thể dùng cho các khối đúc trên đà giáo của nhịp biên.

5.8.4.2.4. Lắp dựng ván khuôn

Sau khi lắp dựng ván khuôn đáy, dùng cầu nhấc từng đoạn giá chống đỡ ván khuôn ngoài vào vị trí, sau đó lắp dựng từng tấm ván thành từ dưới lên trên và bắt bulông liên kết ổn định. Ván khuôn trong và trên được lắp phù hợp với từng đợt đổ bê tông.

5.8.4.3. Xe đúc hẫng (Traveler) và thi công đúc hẫng

5.8.4.3.1. Tính năng kỹ thuật chủ yếu của xe đúc hẫng

Căn cứ theo độ dài đốt dầm, trọng lượng đốt, kích thước bên ngoài, kích thước mặt cắt thiết kế của dầm liên tục cầu TH, đồng thời xem xét tải trọng thi công và tính sử dụng lâu dài của nó để xác định tính năng kỹ thuật của xe đúc hẫng:

1. Trọng lượng đốt dầm lớn nhất: 90T.
2. Chiều dài đốt dầm lớn nhất: 3 m.
3. Chiều rộng đỉnh dầm: 10,6 m.
4. Chiều rộng đáy dầm: 4,5 đến 5,514 m.
5. Chiều cao dầm: 5,5 - 2.5 m.
6. Phương thức di chuyển bằng xích đẩy trên máng trượt.
7. Trọng lượng bản thân của một xe đúc khoảng 40 T.
8. Trên độ dài 12 m của đốt trên đỉnh trụ lắp 2 xe đúc.

Mặt khác thiết kế công nghệ sao cho thích hợp với việc gia công tại công trường, tận dụng các thép hình thông thường dễ mua và dễ gia công.

5.8.4.3.2. Số lượng xe đúc định sử dụng

Dùng 3 cặp (6 xe). Loại xe đúc dùng là loại mà công ty cầu của Tổng công ty xây dựng Thăng Long tự thiết kế và chế sửa.

5.8.4.3.3. Quy định về sử dụng xe đúc

1. Xe đúc được chế tạo là một bộ ván khuôn treo di động để đúc hẫng các đốt dầm từ trụ ra, bản thân xe đúc khi di chuyển được nhờ 2 xích đẩy. Toàn bộ ván khuôn của xe đúc đã được tách khỏi bê tông treo trên 2 dàn chủ và 2 dàn chủ được treo bởi hệ dầm hình chữ C tỳ trên 2 đường trượt đặt trên mặt bê tông. Đuôi dàn chủ có hệ thống bánh xe tỳ vào rãnh dầm vừa có tác dụng giữ cho xe đúc không bị lật vừa để xe đúc di chuyển được. Tuyệt đối nghiêm cấm đặt thêm bất kỳ tải trọng nào khác lên sàn ván khuôn khi di chuyển xe.

2. Xe đúc được di chuyển trên máng trượt đặt trên mặt bê tông.

3. Sau mỗi lần đúc một khối cần kiểm tra độ xiết chặt các bu lông của xe và kiểm tra kết cấu của xe nhằm phát hiện sớm các khuyết tật của xe để kịp thời sửa chữa.

4. Trước khi đưa xe đúc vào sử dụng phải kiểm tra, thử tải với tải trọng bằng 1,25 lần tải trọng khối đúc lớn nhất. Khi thử tải cần đo độ võng xe đúc ứng với tải trọng các đốt, căn cứ vào đó sau này có thể dùng số liệu này để điều chỉnh cao độ ván khuôn cho phù hợp (theo đề cương thử tải chi tiết).

5. Phải theo dõi dự báo thời tiết thường xuyên, khi có tin báo bão, đối với khối đúc đã căng cáp thép xong thì phải tháo ván khuôn hạ xuống xà lan để di chuyển xe đúc vào vị trí sát trụ và neo chốt cẩn thận.

Đối với các đốt chuẩn bị đúc thì phải tháo dỡ ván khuôn, cốt thép và hạ xuống xà lan, di chuyển xe đúc tránh bão như trên.

6. Chống sét cho xe đúc: xe đúc di chuyển đến vị trí mới phải bố trí chống sét cho xe đúc theo các quy định về an toàn chống sét.

7. Đúc hẫng bằng xe đúc theo phương pháp đúc hẫng cân bằng vì vậy các xe đúc phải được đặt đối xứng với dây dọi ván khuôn cốt thép và chỉ được lệch nhau về trọng lượng bê tông một khối đúc, hạn chế tối thiểu các tải trọng phụ trong quá trình thi công đúc hẫng.

5.8.5. Công tác bê tông

Bê tông đầm hộp phải đảm bảo cường độ M500 (mẫu lập phương).

5.8.5.1. Vật liệu cho bê tông

- Cát dùng cát Sông Lô có các đặc trưng sau:

- + Tỷ trọng: $2,61 \text{ kg/dm}^3$.
- + Trọng lượng đơn vị: $1,44 \text{ kg/dm}^3$.
- + Hệ số độ rỗng: $44,8\%$.
- + Hàm lượng bùn bẩn: $0,53\%$.
- + Lượng hạt lớn hơn 5mm: $4,8\%$.
- + Môđun độ nhỏ: $2,67$.

- Đá dùng đá Hoà Thạch $5 \times 30 \text{ mm}$ có các đặc trưng sau:

- + Tỷ trọng: $2,87 \text{ kg/dm}^3$.
- + Trọng lượng đơn vị: $1,54 \text{ kg/dm}^3$.
- + Tỷ lệ độ rỗng: $46,3\%$.
- + Lượng hạt thoi dẹt: $3,1\%$.
- + Cường độ: 1200 kG/cm^2 .
- + Lượng bùn đất: $0,43\%$.

- Nước dùng nước ngọt sinh hoạt đưa về công trường
- Xi măng dùng XM PC 40 Chinfon Hải Phòng cho các khối đầm.
- Phụ gia dùng phụ gia Sika NN
- Tất cả các vật liệu đều phải thí nghiệm trước khi đưa vào sử dụng.

5.8.5.2. Thí nghiệm tuyển chọn cấp phối bê tông

Để có được tỷ lệ cấp phối bê tông phù hợp với các yêu cầu thi công:

- + Cường độ bê tông R_{28} đạt cường độ thiết kế: M500.
- + Cường độ R_3 đạt: M400 để căng kéo cấp dự ứng lực.
- + Độ sụt thi công: Từ 9cm đến 12cm (thời điểm đổ bê tông vào đầm) đã tiến hành hàng loạt các mẫu thí nghiệm để tuyển chọn mẫu cấp phối bê tông thích hợp áp dụng cho tất cả các khối đầm.

Tỷ lệ cấp phối dùng cho $1m^3$ bê tông cụ thể như sau:

- + Tỷ lệ N/X : 0,33
- + XM PC40 Hải Phòng : 500 kg
- + Cát : 665 kg
- + Đá : 1190 kg
- + Nước : 163 lít
- + Phụ gia Sika NN : 6 lít
- + Độ sụt 9cm đến 12cm
- Nhiệt độ ngoài trời khoảng $30^\circ C - 32^\circ C$. Khi nhiệt độ $>32^\circ C$ cần có biện pháp giảm nhiệt độ như tưới nước ván khuôn, đường ống cấp bê tông, mái che di động tại nơi đổ bê tông...
- Chiều dài bơm bê tông max 350m.

Căn cứ vào kết quả thí nghiệm đã làm trong phòng thí nghiệm và được kiểm tra lại đúng với điều kiện thi công thực tế ngoài hiện trường, đơn vị thi công cùng với tư vấn giám sát chọn mẫu cấp phối bê tông để thi công cho các khối đầm.

5.8.5.3. Công tác ván khuôn

Trước khi đổ bê tông ván khuôn phải đảm bảo các yêu cầu cơ bản sau:

- Số liệu đo đạc căn chỉnh ván khuôn phải đúng với số liệu tính toán.
- Ổn định các thanh chống.
- Độ cứng ván khuôn.
- Chống thấm tại các mối nối.
- Xử lý các vị trí phân đoạn đổ bê tông (nếu có).
- Mối nối với các cấu kiện có trước.

- Chất lượng bề mặt (phải có lớp chống dính bê tông đảm bảo tháo dỡ ván khuôn dễ dàng và không ảnh hưởng đến màu sắc bên ngoài của bê tông).

- Độ sạch ván khuôn.

- Xử lý các góc.

- Kiểm tra dung sai kích thước.

- Kẹp giữ ván khuôn.

5.8.5.4. Dây chuyền thi công bê tông

- 2 trạm bê tông 25m³/h lắp đặt bên bờ phía Sơn Tây (cạnh mố M0) để cấp bê tông cho các cánh dầm P3, P4, P5 và khối dầm cạnh trụ P2.

- 2 trạm bê tông 25m³/h lắp đặt bên bờ Phú Thọ (cạnh mố M14) để cấp bê tông cho các cánh dầm P6, P7 và khối dầm cạnh trụ P8.

- Cấp bê tông cho các cánh dầm P3, P4, P5 và khối dầm trên trụ P2: dùng 1 máy bơm bê tông có công suất 90m³/h đặt cạnh trụ P1 cùng với hệ thống đường ống dẫn bê tông đặt trên cầu tạm hoặc đường công vụ nối từ bờ ra đến trụ P3, P4, P5. Khi thi công cánh dầm trên trụ P5 cự ly bơm dài (320m) cần đặt thêm một máy bơm bê tông chuyển tiếp đặt tại trụ P4.

- Cấp bê tông cho các cánh dầm P6, P7 và khối dầm trên trụ P8: dùng 1 máy bơm bê tông có công suất 90m³/h đặt cạnh trụ P13 cùng với hệ thống đường ống dẫn bê tông đặt trên cầu phao nối từ bờ ra đến trụ P8, P7, P6 (cự ly bơm max là 380m). Khi thi công cánh dầm trên trụ P6 cự ly bơm dài (350m) cần đặt thêm một máy bơm bê tông chuyển tiếp đặt tại giữa trụ P7 và P8.

- Xe vận chuyển bê tông 6m³ nhưng chỉ chở 3m³. Mỗi bờ cần 3 xe.

- Nhiệt độ ngoài trời khoảng 30°C - 32°C. Khi nhiệt độ > 32°C cần có biện pháp làm giảm nhiệt độ như tưới nước ván khuôn, đường ống cấp bê tông, mái che di động tại nơi đổ bê tông...

- Chiều dài bơm bê tông max 350m.

- Đầm bê tông dùng 5 đầm $\phi 50$, 2 đầm $\phi 70$ có vòi dài 6m cho một lần đổ bê tông của một mũi thi công, thời gian đầm mỗi lớp là 90 giây (Tránh đầm ít hoặc nhiều quá bê tông không chặt hoặc vữa XM nổi nhiều trên mặt bê tông).

5.8.5.5. Đổ bê tông

5.8.5.5.1. Đổ bê tông chỉ được tiến hành khi mọi công tác chuẩn bị đã được hoàn thiện và được tư vấn giám sát chấp nhận bằng văn bản cụ thể:

- Công tác ván khuôn.

- Công tác cốt thép.

- Lắp đặt các ống gel, neo, các kết cấu chôn sẵn...

- Số liệu đo đạc.
- Đầy đủ vật liệu, máy thiết bị (kể cả các thiết bị dự phòng), bố trí nhân lực...

5.8.5.5.2. *Đổ bê tông các khối dầm trên đỉnh trụ P3, P4, P5, P6, P7 (212m^3) được đổ thành 3 đợt:*

- Đợt 1: đổ phần đáy (60m^3) xong tiến hành lắp ván khuôn trong và cốt thép sườn
- Đợt 2: đổ sườn dầm (92m^3) xong tiến hành lắp các ống gel của cáp dự ứng lực đòn gánh, cốt thép mặt cầu, ván khuôn.
- Đợt 3: đổ phần mặt dầm (60m^3).
- Các khối đúc hẫng dài 2,5m và 3,0m khối lượng mỗi khối từ $22,44\text{ m}^3$ đến $30,55\text{m}^3$ được đổ liên tục theo trình tự: đáy, sườn và mặt dầm (trong đòn gánh cánh dầm có độ dốc dọc cầu cần chú ý đổ bê tông khối cao của đòn gánh trước).
- Các khối dầm trên trụ P2, P8 và khối hợp long được đổ 1 lần liên tục theo trình tự trên.
- Các khối dầm có chiều cao $>3\text{m}$ hai sườn dầm phải được đổ so le (không đổ xong từng bên một tránh dầm bị vẹo).
- Vận chuyển bê tông từ trạm trộn đến máy bơm bê tông dùng xe vận chuyển bê tông 6m^3 mỗi lần chở 3m^3 .
- Khi đổ bê tông sườn dầm do chiều cao lớn ván khuôn trong lòng hộp dầm có bố trí các cửa sổ đổ bê tông.
 - Trong mọi trường hợp chiều cao rơi tự do của bê tông $\leq 2\text{m}$, dầm bê tông có vòi dài 6m.
 - Tốc độ đổ bê tông phải phù hợp năng lực dầm bê tông đặc biệt khi đổ vào sườn dầm.
 - Bê tông được đổ thành từng lớp dày 20 -25cm.
 - Khi đổ bê tông việc thông tin liên lạc giữa 3 địa điểm: trạm bê tông, máy bơm bê tông, dầm là hết sức cần thiết và phải có một người điều phối bê tông tại dầm thông tin kịp thời bằng hệ thống máy bộ đàm đến các địa điểm nêu trên để giải quyết các việc cụ thể như:
 - + Điều chỉnh độ sụt bê tông tại trạm cho phù hợp.
 - + Tạm dừng trộn khi cần.
 - + Bơm, dùng bơm kịp thời theo đúng yêu cầu tại dầm.
 - Phải theo dõi dự báo thời tiết thường xuyên để chủ động xử lý và đối phó với các tình huống thời tiết xấu. Khi có tin báo bão đối với các khối đã căng cáp xong phải tách ván khuôn và di chuyển xe đúc vào vị trí sát trụ.
 - Trong quá trình đổ bê tông phải có cán bộ thí nghiệm và cán bộ kỹ thuật trực tại trạm bê tông và tại dầm để thường xuyên kiểm tra chất lượng bê tông (cân đong vật liệu, độ ẩm cát đá để điều chỉnh cho đúng lượng nước thiết kế, độ sụt bê tông). Trong mọi trường hợp bê tông không đảm bảo chất lượng không được đổ vào dầm và phải có phiếu theo dõi tình trạng từng xe bê tông trước khi đổ vào dầm.

- Khi đổ bê tông nên tránh bê tông đang đổ chịu trực tiếp ánh nắng mặt trời, cần có mái che, phải làm nguội ván khuôn bằng cách tưới nước vào mặt ngoài ván khuôn.
- Thời gian gián đoạn đổ bê tông không được quá thời gian sơ tính ban đầu của bê tông.
- Việc tiến hành đổ bê tông được tiến hành từ đầu mút vào chỗ tiếp giáp giữa 2 khối.
- Khi đổ bê tông mặt kết thúc cần làm mặt bê tông phẳng theo yêu cầu để sau này thi công lớp phòng nước dễ dàng.

5.8.5.6. Công tác bảo dưỡng bê tông

Sau khi làm mặt bê tông được 3 giờ dùng bao tải dày ẩm nước phủ kín bề mặt bê tông của khối vừa đúc và chèn sang khối tiếp giáp 1m. Cứ 15 phút tưới ướt bao tải gai và cứ bảo dưỡng như vậy cho đến khi bê tông đạt cường độ căng kéo cấp. Sau 3 ngày dỡ bao tải gai để căng kéo cấp vẫn tiếp tục phải bảo dưỡng khi bê tông đạt 7 ngày tuổi.

5.8.5.7. Xử lý mối nối mặt tiếp xúc giữa các khối đúc và bê tông mặt dầm

- Sau đổ bê tông 1 ngày tháo ván khuôn bịt đầu và tạo nhám mặt bê tông. Trước khi đổ bê tông cần làm ẩm mặt tiếp xúc và ván khuôn.
- Bê tông mặt dầm phải được làm phẳng chính xác cao độ (cử khống chế cao độ mặt bê tông dựa vào cao độ của khối bê tông đã đúc và cao độ ván khuôn bịt đầu khối đang đổ). Công việc này đòi hỏi phải làm khẩn trương và không được tưới thêm nước trong khi làm mặt để gây những vết nứt trên mặt bê tông.

5.8.5.8. Tháo dỡ ván khuôn

Tháo dỡ ván khuôn được tiến hành khi đã căng xong 2 bó cáp dự ứng lực đòn gánh của khối dầm và tiến hành theo đúng quy định tháo dỡ ván khuôn.

5.8.5.9. Kiểm tra chất lượng bê tông

- Tại công trường có một phòng thí nghiệm với đầy đủ các thiết bị, dụng cụ thí nghiệm (các thiết bị đều được kiểm định). Bố trí đầy đủ cán bộ thí nghiệm để đáp ứng được yêu cầu thi công tại hiện trường cụ thể:
 - Kiểm tra chất lượng vật liệu khi nhập vào công trường (cát đá, thép, XM...).
 - Thiết kế tuyển chọn cấp phối bê tông cho tất cả các hạng mục công trình.
 - Ép mẫu bê tông, kéo thép (thí nghiệm thép DƯỠ theo ASTM 419 - 85, thép thường theo TCVN - 4453 - 87).
 - Tại trạm trộn kiểm tra tỷ lệ cấp phối, độ sụt so với thiết kế.
 - Tất cả các xe bê tông đều phải kiểm tra độ sụt phải đảm bảo từ 9cm đến 12cm mới được phép cho vào dầm (kết quả ghi vào biểu).

- Lấy mẫu bê tông tại hiện trường:
- + Với các khối dầm lấy ở các vị trí: bản đáy, sườn, vùng neo, bản cánh (mỗi vị trí 3 mẫu).
- + Lấy mẫu trên các xe trộn khác nhau một cách ngẫu nhiên tại đầu ra của bơm.
- + Cứ 4 cặp khối đúc lấy thêm 3 mẫu để thử nén cường độ 90 ngày.
- Lượng khuôn mẫu lập phương $150 \times 150 \times 150$ tối thiểu 24 cái.
- Các mẫu được bảo quản trong hộp dầm điều kiện bảo dưỡng giống như bảo dưỡng dầm. Mẫu 3 ngày yêu cầu đạt $> M400$, 3 mẫu đầu tiên mà không đạt chưa cho căng cáp dự ứng lực, phải nén 3 mẫu khác sau 4 ngày hoặc hơn nữa lúc này yêu cầu cả 3 mẫu đều phải đạt $> M400$ (1 trong 3 mẫu không có mẫu nào thấp hơn trị số $M400$). Nếu vấn đề này lặp lại phải lập lại tỷ lệ cấp phối bê tông.

5.8.6. Trình tự thi công một khối dầm

5.8.6.1. Giới thiệu chung

Phần kết cấu dầm hộp liên tục của cầu T.H gồm có 143 khối dầm (5 khung T) trong đó:

- + 5 khối trên đỉnh trụ (khối K0) dài 12m, trên các trụ từ P3 đến P7.
- + 2 khối cạnh trụ P2, P8 dài 8,8m.
- + 20 khối dài 2,5m (mỗi cánh T có 4 khối, liền kề khối đỉnh trụ).
- + 110 khối dài 3,0m (mỗi cánh T có 22 khối).
- + 4 khối hộp long giữa nhịp dài 2,0m.
- + 2 khối hộp long nhịp biên dài 2,0m.

5.8.6.2. Thi công 1 khối dầm trên đỉnh trụ

5.8.6.2.1. Thi công các hạng mục trang bị trên đỉnh trụ

A. Bố trí trên đỉnh trụ (phương án hạ dầm xuống gối bằng đục phá con kê tạm).

Được tiến hành khi bê tông xà mũ trụ đạt cường độ thiết kế có đầy đủ số liệu hoàn công văn bản nghiệm thu chuyển giao đoạn thi công.

Bố trí trang bị trên đỉnh trụ bao gồm:

- + Gối cầu.
- + Khối kê dầm (tạm) bằng bê tông mác $M400$.
- + Xây gạch xung quanh, đổ cát đầm chặt lãng vữa xi măng tạo ván khuôn đáy của khối dầm trong phạm vi mũ trụ.
- + Thanh ứng suất PC $\phi = 38\text{mm}$ (chôn sẵn trên đỉnh mũ trụ) để liên kết cứng tạm khối dầm trên trụ với trụ.

B. Các bước thực hiện:

B.1) Lắp đặt thanh ứng suất PC $\phi = 38\text{mm}$

Thanh ứng suất $\phi = 38\text{mm}$ là thanh thép dự ứng lực, chúng làm nhiệm vụ neo khối đỉnh trụ xuống thân trụ để giữ ổn định cho dầm hẫng trong quá trình đúc hẫng nên chúng được lắp đặt từ khi thi công thân trụ (chi tiết lắp đặt theo bản vẽ thiết kế).

Các đặc tính của thanh ứng suất PC $\phi = 38\text{mm}$:

- Đường kính danh định của thanh: 38mm.
- Lực kéo thí công : 735kN.
- Khối lượng danh định : 9,23kg/m.
- Diện tích danh định : 1134mm².
- Giới hạn bền của thanh ứng suất : 1225 kN.

Đi kèm với thanh ứng suất gồm có:

- Bản đệm thép : 150×180×50mm.
- Đai ốc phẳng hoặc đai ốc hình cầu.
- Vòng đệm phẳng hoặc vòng đệm hình cầu.
- Đai ốc hãm.
- Cút nối thanh ứng suất.

Khi sử dụng các thanh ứng suất cần chú ý các điểm sau đây:

- Không được hàn.
- Không được để chạm vào dây mát hàn.
- Không được uốn cong thanh.
- Không được va chạm mạnh vào thanh vì có thể làm cho thanh bị nứt hoặc vỡ ren hoặc làm thay đổi trạng thái ứng suất của thanh.
- Không được dùng thanh ứng suất làm kết cấu chịu nén.

Tất cả các thanh ứng suất trước khi đưa vào sử dụng phải được kéo thử trên giá tại hiện trường tới lực kéo bằng 60% lực sử dụng cho kết cấu.

Trong bất cứ trường hợp nào cũng không được sử dụng thanh ứng suất quá 80% tải trọng phá hoại thanh.

B.2) Trình tự lắp đặt thanh ứng suất như sau:

Bước 1:

- Lắp đặt thanh ứng suất dài 3,5m và 4,0m (theo thiết kế) nằm trong thân trụ.
- Cao độ đỉnh cút nối phải bằng hoặc thấp hơn cao độ đỉnh của thân trụ để sau này chúng không cản trở việc tháo dỡ con kê tạm. Cần đặc biệt chú ý hiện tượng tự lỏng của cút

nối khi nối đoạn trên (đoạn nằm trong khối K0) với đoạn nằm trong thân trụ. Để đề phòng hiện tượng này đầu dưới của đai ốc nối phải được cố định bằng các dây buộc 1mm chặt xung quanh thanh bên ngoài được cuốn bằng băng dính sao cho khi lắp các đoạn trong khối K0 đai ốc nối không được xoay.

Bước 2:

- Lắp ống thép cho đoạn thanh dưới và thanh trên (đoạn ống thép có nhiệm vụ bảo vệ thanh ứng suất trong quá trình đổ bê tông không cho vữa bê tông tiếp xúc với thanh ứng suất. Để làm được việc đó ống thép phải kín).

- Để cố định ống thép theo phương thẳng đứng (độ nghiêng không vượt quá 1%) cần phải bố trí các lưới thép $\phi 12$ mm theo chiều cao cứ 0,5m bố trí 1 lưới. Các lưới thép này kẹp chặt vào ống thép và được cố định vị trí vào cốt thép của kết cấu.

- Ống thép đoạn dưới đáy chi tiết N3 $\phi 74/78$ được nối chụp lên ống nối $\phi 66/70$ dài 100mm (đoạn ống 100mm này được hàn trước vào mặt trên bản đệm dưới, phần tiếp xúc ống thép với ống nối và xung quanh lỗ bơm vữa phải được quấn băng dính bịt kín).

- Ống thép $\phi 74/78$ mm đến cao độ mặt trụ đoạn nằm trong con kê tạm dùng đoạn ống nhựa $\phi 80/85$ dài 600mm chụp lên ống thép khoảng 100mm (mục đích để sau này phá dỡ con kê tạm hạ đầm xuống gói dễ dàng).

Bước 3:

- Lắp đặt đoạn thanh trên dài 7m và 9,58m (nằm trong khối K0).

Các thanh 7m này sẽ được nối với các đoạn thanh 4,0m và 3,5m đã chôn sẵn nằm trong thân trụ.

Các thanh 9,58m liên kết khối K0 với xà mũ trụ (thân trụ rỗng).

Công việc này tiến hành khi bắt đầu thi công khối đỉnh trụ (vì thời gian từ lúc thi công xong trụ đến khi bắt đầu thi công khối đỉnh trụ khá dài nên việc bảo vệ và kiểm tra trước khi lắp đặt các thanh này là cần thiết). Cụ thể kiểm tra:

- + Cút nối phải được liên kết với thanh ứng suất 1/2 chiều dài của nó tức 65mm.

- + Kiểm tra độ gỉ của ren các chỗ gỉ phải được loại bỏ, điều này đảm bảo cho việc lắp đặt các thanh nằm trong khối đỉnh trụ dễ dàng.

- + Kiểm tra dây buộc chống xoay được buộc sẵn vào vị trí cách đầu thanh ứng suất 65mm để đảm bảo cho thanh ứng suất liên kết với cút nối là 65mm).

Phía đỉnh của thanh phải có giá đỡ để ổn định, các giá đỡ có thể làm bằng các thanh sắt góc cố định chặt vào ván khuôn và cốt thép kết cấu.

- Lắp đoạn ống thép trên sau khi đã lắp và ổn định các thanh ứng suất, ống thép này được nối với đoạn ống nhựa trong khối con kê tạm, phần tiếp xúc giữa ống thép và ống

nhựa được quấn chặt bằng băng dính. Đỉnh của ống thép phải được bịt kín tránh cho bê tông rơi vào trong khi đổ bê tông (đảm bảo cho việc bơm vữa lấp đoạn ống nằm trong thân trụ sau này dễ dàng). Để giữ ống thép thẳng đứng theo yêu cầu theo chiều cao cứ 0,5 m bố trí một lưới thép $\phi 12\text{mm}$ kẹp chặt vào thành ống và liên kết vào cốt thép của khối đỉnh trụ.

Đối với các thanh ứng suất liên kết khối đỉnh trụ với mũ trụ nằm trong phần thân trụ rỗng, khi thi công mũ trụ cần để các lỗ đúng vị trí thiết kế để sau này lắp đặt các thanh ứng suất khi đã thi công xong khối đỉnh trụ.

Chú ý: Không được hàn các chi tiết ống thép với bản đệm, bản đệm với đai ốc khi đã lắp các thanh ứng suất vì rất dễ làm các thanh ứng suất chạm mát và chịu tác dụng của nhiệt hàn làm hỏng thanh ứng suất không còn chịu được tải trọng quy định.

B.3) Thi công các con kê tạm:

Các khối bê tông kê tạm làm nhiệm vụ giữ ổn định cho đầm hẫng trong quá trình đúc hẫng. Chúng được tháo ra khi tiến hành đúc hẫng đã hoàn thành.

Trên mỗi khối đỉnh trụ có 6 bộ con kê tạm bằng BTCT mác M400 được đổ tại chỗ có chiều dày trung bình là 49,6 cm.

- + Đo đạc phóng dạng vị trí các con kê lên đỉnh trụ.
- + Đặt một lớp pôlyan chống dính trên mặt đỉnh trụ (trong phạm vi con kê tạm).
- + Thi công lớp vữa xi măng mác cao dày 35mm.
- + Lắp đặt ván khuôn cho các con kê bê tông (đảm bảo đúng vị trí, cao độ, liên kết chắc chắn, dầu chống dính mặt ván khuôn....).
- + Lắp đặt cốt thép của các con kê.
- + Thi công bê tông các con kê đúng cao độ thiết kế sai số cao độ cho phép tối đa $\pm 3\text{mm}$ (trên đỉnh các con kê đặt một lớp plastic chống dính bê tông).
- + Nối cao các thanh PC $\phi 38\text{mm}$ (xem mục thi công thanh ứng suất $\phi 38\text{mm}$).
- + Trước khi thi công khối đỉnh trụ trên mặt các con kê tạm cần đặt lớp plastic chống dính bê tông dày 2mm.

B.4) Hướng dẫn lắp đặt gối chính:

Gối chính là một bộ phận quan trọng của cầu làm nhiệm vụ truyền tải trọng từ kết cấu nhịp xuống móng trụ. Trong công nghệ đúc hẫng đối xứng, gối chính chỉ chịu lực sau khi đã tháo xong gối kê tạm. Cấu tạo của gối gồm có hai bộ phận chính thót trên, thót dưới ngoài ra còn có các chân neo (socket) làm nhiệm vụ neo các thót gối vào đỉnh trụ và vào đáy đầm.

+ Sơ đồ bố trí gối theo thiết kế (bản vẽ kích thước chung gối cầu phần nhịp chính có ký hiệu QL32 - HO1C - III - 13)

- + Đặt gối theo hướng dẫn của thiết kế

B.5) Trình tự lắp đặt gối qua các bước sau:

Bước 1:

Vệ sinh đục nhám mặt trụ và các lỗ chân neo gối. Trong bước này bề mặt trụ và các lỗ chân neo của thớt dưới trong trụ phải được tạo nhám, dùng bàn chải cọ rửa loại bỏ hết bùn đất các chất bẩn trên bề mặt và trong các lỗ chân neo. Công việc tạo nhám phải làm trên toàn bộ bề mặt sau đó phải làm sạch bề mặt.

Bước 2:

- Việc lắp đặt gối phải tuân theo bản vẽ thiết kế
- Xác định tim dọc, tim ngang của mố trụ
- Xác định tim dọc, tim ngang của thớt gối (của thớt trên và thớt dưới).
- Liên kết thớt trên và thớt dưới của gối bằng 4 bu lông ở 4 góc.
- Đặt giá kê gối vào vị trí.
- Lắp đặt thớt dưới của gối cầu: căn cứ vào bản vẽ do kỹ sư thiết kế bố trí mà xác định hướng của thớt gối.

Dùng cầu đặt treo gối lên trên giá kê bằng 4 bu lông (qua lỗ 4 bu lông neo gối ở thớt trên). Trong bước này cần chú ý phải xác định chính xác hướng chuyển vị của thớt gối, trên mặt của thớt trên có ghi các giá trị chuyển vị của thớt gối theo một hoặc hai hướng (hướng dọc và hướng ngang cầu). Để đơn giản và dễ nhớ mũi tên chỉ giá trị chuyển vị lớn là hướng về nhịp lớn (90m), còn mũi tên chỉ giá trị chuyển vị nhỏ là hướng về nhịp nhỏ (55m). Như vậy tim của thớt trên sau khi đã đặt đúng vị trí sẽ lệch về phía nhịp nhỏ so với tim ngang trụ và tim của hai thớt gối sẽ lệch nhau theo số liệu mà thiết kế cung cấp.

- Dùng dọi để kiểm tra tim trụ với tim thớt dưới lắp đặt sao cho tim ngang của thớt dưới trùng với tim ngang trụ, tim dọc của nó song song và cách tim dọc cầu một khoảng theo đúng bản vẽ thiết kế.

- Dùng máy thủy bình cùng với nivô kiểm tra cao độ và độ nghiêng lệch theo mỗi phương. Điều chỉnh cao độ bằng 4 bu lông treo gối trên giá đỡ.

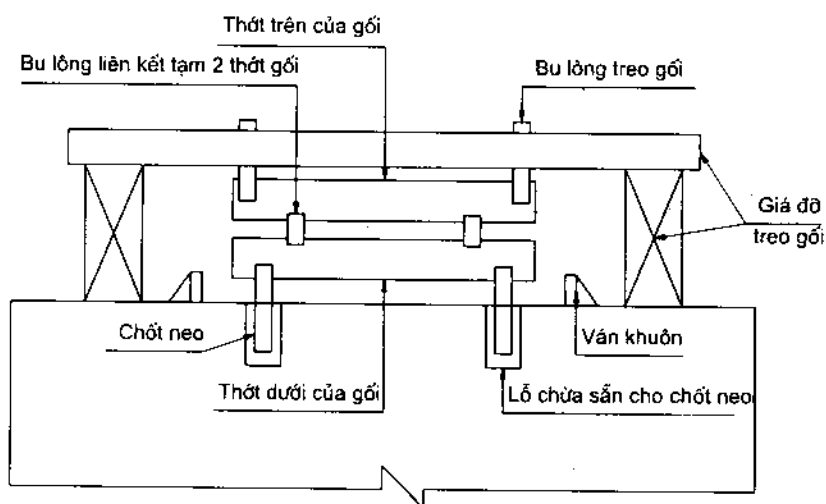
- Xiết chặt 4 bu lông liên kết giữa hai thớt gối và kiểm tra cao độ lần cuối, cố định gối (kê chặt thớt dưới với đỉnh trụ).

Bước 3:

- Lắp ván khuôn cho bơm vữa xi măng M500 và thi công lớp vữa đệm M500 theo bản vẽ: chi tiết cốt thép bê kê gối, đệm gối có ký hiệu QL32 - HO1C - III - 13.

Bước 4:

- Bơm vữa được tiến hành trước khi thi công khối dầm trên đỉnh trụ.
- Bơm vữa chỉ được tiến hành khi công tác lắp đặt đã được nghiệm thu bằng văn bản.
- Lấy mẫu kiểm tra (mỗi lần thực hiện tại hiện trường đều phải có đủ số mẫu kiểm tra cường độ 1 ngày, 3 ngày, 7 và 28 ngày).



Hình 5.41. Bố trí gô

Các chú ý khi lắp gô chính

- Các lỗ chờ chân neo thốt dưới khi thi công xong nên đặt các ống bơm vữa để tiện lợi cho công tác vệ sinh lỗ và bơm vữa.
- Các bu lông liên kết giữa chân neo với các thốt gô phải được xiết chặt đủ lực yêu cầu.
- Trước khi lắp gô phải kiểm tra kỹ với sự có mặt của kỹ sư tư vấn giám sát hiện trường.
- Cao độ tim hai gô trên trụ chênh lệch trong phạm vi cho phép gô không bị nghiêng lệch theo mỗi phương, độ nghiêng không vượt quá phạm vi cho phép của quy trình thiết kế. Khi đặt gô phải đặt đúng chủng loại, đặt đúng hướng chuyển vị của gô.

Các phần khác:

- + Thi công tường gạch xung quanh đỉnh xà mũ.
- + Đổ cát đầy phần rỗng và đầm chặt đến cao độ đáy dầm trừ 2cm.
- + Láng lớp vữa cát dày 2cm thay ván khuôn đáy trong phạm vi đỉnh trụ.
(kiểm tra cao độ chính xác của lớp vữa này và quét một lớp dầu chống dính).
- + Kiểm tra hoàn công toàn bộ các hạng mục trang bị trên đỉnh trụ đã thi công.

5.8.6.3. Lắp đặt và cân chỉnh đà giáo ván khuôn

5.8.6.3.1. Đà giáo mở rộng trụ đỡ ván khuôn

Phần đà giáo mở rộng trụ để đỡ ván khuôn đáy khối đỉnh trụ được liên kết với thân trụ bằng các chi tiết của đà giáo đã được chôn sẵn trong thân trụ. Các bước tiến hành như sau:

- + Đo đạc kiểm tra hoàn công vị trí của các kết cấu đã chôn sẵn trong thân trụ để có được những điều chỉnh cần thiết của hệ đà giáo trước khi lắp đặt.
- + Lắp đặt sẵn đà giáo thành từng cụm trên bãi hoặc trên hệ nổi.
- + Dùng cầu lắp các cụm đà giáo liên kết với các chi tiết đã chôn sẵn trên thân trụ.

- + Xiết chặt bulông liên kết.
- + Chất tải triệt tiêu độ rơ của bulông liên kết bằng phao nước (có công nghệ chi tiết). Đo đạc hoàn công đà giáo.

5.8.6.3.2. Lắp đặt và căn chỉnh ván khuôn

Được tiến hành khi phần đà giáo mở rộng đã hoàn thành.

- + Lắp đặt các hệ nêm điều chỉnh đúng cao độ.
- + Lắp ván khuôn đáy phần mở rộng.
- + Lắp đặt và căn chỉnh ván khuôn ngoài bằng hệ nêm và hệ thống palăng xích (các điểm đo cao độ ván khuôn đáy, ngoài, trong có mẫu biểu kèm theo).
- + Lắp các cầu đi lại giữa 2 thành ván khuôn ngoài.
- + Lắp cầu đi lại bên dưới phía sau, phía trước.
- + Đặt các gioăng cao su tại vị trí ván khuôn đáy tiếp xúc ván khuôn ngoài.
- + Kiểm tra lại toàn bộ hệ thống bu lông liên kết.
- + Bôi dầu chống dính ván khuôn ngoài.

5.8.6.4. Lắp đặt cốt thép và đổ bê tông

- + Cốt thép chỉ được tiến hành lắp đặt khi đã căn chỉnh ván khuôn xong, các thanh cốt thép đã được kiểm tra (quy cách, độ sạch...).
- + Đặt cốt thép đáy. Cốt thép sườn giai đoạn I (lắp đặt tại chỗ).
- + Đặt các ống chôn chờ (PVC) ống tạo lỗ thi công (liên kết ván khuôn của khối tiếp theo).
- + Đặt ván khuôn trong giai đoạn I (ván khuôn gỗ).
- + Kiểm tra lại kích thước và cao độ ván khuôn lần cuối.
- + Vệ sinh thổi sạch ván khuôn.
- + Đổ bê tông đợt I (bê tông đợt I đổ lên quá bản đáy 0,1 m).
- + Sau khi đổ bê tông, tiến hành đục nhám mặt bê tông tại mối nối thi công và bảo dưỡng bê tông theo quy trình.
- + Lắp dựng cốt thép sườn giai đoạn II (lắp đặt tại chỗ).
- + Lắp dựng ván khuôn giai đoạn II.
- + Lắp đặt đế neo, ống gel của cáp dự ứng lực (chú ý các ống thoát hơi không bị lọt vữa xi măng và xê dịch trong quá trình đổ bê tông).
- + Kiểm tra kích thước hình học và cao độ ván khuôn trong.
- + Vệ sinh ván khuôn, mặt bê tông tiếp xúc, hoá ẩm bề mặt bê tông.
- + Đổ bê tông đợt II (bê tông đợt II ở dưới các đế neo tuyệt đối không để mối nối thi công ở các vị trí đế neo).

+ Sau khi đổ bê tông tiến hành đục nhám mặt bê tông tại mỗi nối thi công và bảo dưỡng bê tông theo quy trình.

+ Lắp các ống dự ứng lực trong và để neo các loại (phần còn lại).

+ Lắp đặt các cấu kiện chôn sẵn, các lỗ thi công.

+ Lắp cốt thép sườn giai đoạn III và cốt thép mặt (lắp đặt tại chỗ).

+ Kiểm tra kích thước hình học và cao độ.

+ Vệ sinh ván khuôn và bề mặt bê tông tiếp xúc, hoá ẩm bề mặt bê tông.

+ Đổ bê tông (đợt III) lần cuối.

+ Trên bề mặt bê tông cần tạo phẳng để sau này thi công lớp phòng nước dễ dàng.

+ Để tránh những vết nứt mặt bê tông sau đổ bê tông được 4h cần xoa lại mặt bê tông, trên bề mặt cần phủ kín một lớp bao tải gai và luôn được giữ ẩm trong 3 ngày liền sau đó bỏ bao tải gai để thuận tiện thi công cấp dự ứng lực nhưng bê tông vẫn được bảo dưỡng bình thường theo quy định.

+ Sau đổ bê tông được một ngày tháo ván khuôn đầu đục nhám mặt tiếp xúc.

+ Cấp bê tông cho các khối dầm trên cạn bằng máy bơm bê tông đặt trên đường công vụ bơm bê tông trực tiếp vào các khối dầm (vật liệu cho bê tông và cấp phối bê tông có thiết kế riêng đảm bảo R3 đạt cường độ căng cáp DUL, R28 đạt cường độ thiết kế, độ sụt bê tông đảm bảo thi công dễ dàng và thực cấp bê tông bằng máy bơm bê tông)

5.8.6.5. Luồn và căng cáp DUL

Sau khi đổ bê tông được 24h tiến hành:

+ Tháo dỡ ván khuôn bịt đầu và tạo nhám bề mặt bê tông (mặt tiếp xúc giữa các đợt đổ bê tông và mặt tiếp xúc các khối dầm).

+ Tách 1 phần ván khuôn trong (phần thẳng đứng).

+ Vệ sinh các thanh PC $\phi 38$ và luồn 2 bó cáp dự ứng lực dọc TC1.

+ Khi bê tông đạt cường độ M350 căng 1 đầu 2 bó cáp dự ứng lực dọc.

+ Căng các thanh PC $\phi 38$ neo đỉnh trụ bằng kích RRH 1006, 100T.

- Thao tác căng các thanh PC $\phi 38$ mm: lực căng 73,5T để cố định khối dầm trên đỉnh trụ

- Dùng kích RRH 1006 có diện tích pittông 133cm^2 , áp lực căng 550kg/cm^2 , để căng các thanh PC $\phi 38$ mm theo trình tự sau:

+ Vệ sinh thanh PC $\phi 38$ mm, bản đệm, ròng rên (bản hãm), êcu trên và dưới.

+ Đặt cờ lê đập phía trên dùng búa đập xiết chặt.

+ Đặt ghế kích để luồn cờ lê xiết bu lông.

+ Đặt kích lên trên ghế kích và để pittông ở mức thấp nhất. Đặt ròng rên và êcu xiết chặt.

+ Bơm kích bằng tay lên áp lực 550 kG/cm² để căng bu lông, dùng búa đóng xiết êcu dưới ghế. Hạ áp lực hồi kích xiết lại êcu trên kích.

+ Lại bơm lên 550 kG/cm², đóng xiết êcu, hạ áp lực, để pittông của kích chạy về và tháo cả bộ ra. Một trục được căng kéo 3 lần theo cách này.

Sau khi cố định xong khối dầm trên đỉnh trụ thì đập bỏ tường gạch xây, vệ sinh cát trên đỉnh trụ (khối K0 khi đó được kê trên các con kê tạm)

5.8.6.6. Bảo dưỡng và tháo dỡ ván khuôn

a) Bảo dưỡng bê tông

Sau khi làm mặt được 3h dùng bao tải day đã ẩm nước phủ kín lên bề mặt bê tông, cứ sau 15 phút thì tưới nước ướt bao tải day và cứ bảo dưỡng thế đến khi bê tông đạt M400 (đủ cường độ căng cáp DUL) dỡ bao tải day để căng cáp và tiếp tục tưới nước đến khi bê tông đạt 7 ngày tuổi.

b) Tháo dỡ ván khuôn sau khi đã căng cáp dự ứng lực đòn gánh (tách hạ ván khuôn bằng các trục vít và tăng dơ)

+ Khi bê tông đạt 1 ngày tuổi tháo ván khuôn bọt dầu để tạo nhám bề mặt bê tông tiếp xúc mối nối được dễ dàng.

+ Tháo dỡ đà giáo đỡ ván khuôn khối K0 (sau khi đã cố định khối K0 bằng các thanh PC $\phi 38\text{mm}$ trên đỉnh trụ).

5.8.7. Trình tự thi công một cặp khối dầm đúc hẫng

5.8.7.1. Cố định một khối dầm trên đỉnh trụ

+ Cố định tạm khối đỉnh trụ bằng cách căng các thanh PC $\phi 38\text{mm}$ đến lực thiết kế.

+ Sau khi cố định xong khối dầm trên đỉnh trụ thì đập bỏ tường gạch, vệ sinh cát trên đỉnh trụ (khối dầm K0 được kê trên các con kê tạm).

5.8.7.2. Các bước lắp và cân chỉnh bộ ván khuôn treo di động (xe đúc)

5.8.7.2.1. Lắp ván khuôn di động

Sau khi khối đỉnh trụ đã thi công xong (đã căng cáp DUL dọc và các thanh PC $\phi 38\text{mm}$, tháo dỡ hết ván khuôn) tiến hành lắp ván khuôn di động để đúc hẫng các khối dầm của cánh T theo trình tự.

+ Lắp hệ dầm treo ván khuôn.

+ Lắp ván khuôn ngoài.

+ Lắp ván khuôn trong (tiến hành sau khi đã lắp cốt thép và các chi tiết kết cấu chôn sẵn...).

Chú ý: Do bộ ván khuôn treo di động mới sử dụng lần đầu nên phải tiến hành thử tải (theo công nghệ thử tải) để kiểm tra độ bền kết cấu và độ võng của ván khuôn.

5.8.7.2.2. Cân chỉnh ván khuôn di động

Cân chỉnh ván khuôn di động gồm:

+ Chỉnh theo đường thẳng dọc ván khuôn ngoài, trong (theo đường tim).

+ Lấy cao độ hằng (tại tim dầm và 2 điểm thượng hạ cách tim 3m).

+ Lấy cao độ đáy dầm.

+ Lấy cao độ ván khuôn trong.

+ Cao độ N1 (tại tim dầm) là cao độ thiết kế được cộng với độ võng của bản thân xe đúc, độ võng thi công tính toán và hiệu chỉnh thực tế độ võng do nhiệt độ biến thiên cùng các sai số khác.

Cao độ của khối đúc được tính theo công thức:

+ Cao độ của khối (trước khi đổ bê tông) = cao độ thiết kế + độ võng tính toán + độ võng của xe đúc + số hiệu chỉnh thực tế.

+ Cao độ 2 điểm thượng hạ lưu cách tim 3m suy tính từ cao độ tim theo độ dốc ngang. Các số liệu đo để cân chỉnh ván khuôn xe đúc phải được đo theo một quy luật xác định tốt nhất là cùng một giờ trong các ngày đo.

+ Các phép tính cao độ của các điểm đưa ra dưới đây có tính đến biến dạng của ván khuôn di động khi đổ bê tông trên chiều dài 1 khối đúc (giá trị biến dạng ván khuôn lấy theo kết quả thử tải).

+ Việc tính toán các giá trị độ võng thi công của thiết kế đã xét đến phương án tổ chức thi công thực tế như: trọng lượng xe đúc, trình tự thi công các khối dầm, co ngót từ biến của bê tông... Giá trị dương hoặc âm được xác định so với số đo hình chiếu dọc cầu.

+ Ký hiệu các điểm cần đo cao độ tại mặt cắt ngang của khối dầm trước khi đổ bê tông:

+ Cao độ điểm N1: tại tim dầm (trên mặt dầm).

+ cao độ điểm B : thượng lưu cách tim dầm 3m (trên mặt dầm).

+ Cao độ điểm C : hạ lưu cách tim 3m (trên mặt dầm).

+ Cao độ điểm E : thượng lưu (đáy dầm).

+ Cao độ điểm F : hạ lưu (đáy dầm).

+ Kiểm tra tất cả các cao độ.

Số hiệu chỉnh cao độ của các khối dầm trước khi đổ bê tông căn cứ vào cao độ trong bản tính, độ võng thực tế của đòn gánh dầm đang thi công, thời điểm hợp long... đặt cốt thép sườn (lắp tại chỗ).

5.8.7.3. Gia công, lắp đặt cốt thép và đổ bê tông

5.8.7.3.1. Lắp đặt cốt thép

- + Sau khi cân chỉnh xong ván khuôn mới lắp đặt cốt thép.
- + Lắp đặt cốt thép đáy (lắp tại chỗ).
- + Lắp đặt cốt thép sườn (lắp tại chỗ).
- + Kê con kê cốt thép đáy, sườn.
- + Chỉnh lại toàn bộ cốt thép và vệ sinh chờ nghiệm thu.
- + Lắp đặt các đế neo, ống tạo lỗ cho cáp dự ứng lực.
- + Lắp đặt cốt thép mặt (lắp tại chỗ).
- + Đặt các lỗ thi công chôn sẵn.

5.8.7.3.2. Đổ bê tông

- + Đổ bê tông được tiến hành khi các hạng mục trên đã được tiến hành xong và có văn bản nghiệm thu, bê tông được đổ 1 lần liên tục cho một khối đầm theo trình tự đáy, sườn, mặt (nếu cánh đầm có độ dốc đổ khối bên cao trước bên thấp sau).
- + Cáp bê tông cho các khối đầm bằng máy bơm bê tông.
- + Đầm bê tông dùng đầm dùi $\phi 70$, $\phi 50$.
- + Lấy mẫu bê tông, bảo dưỡng mẫu, ép mẫu theo yêu cầu và dưới sự giám sát của tư vấn giám sát.

5.8.7.4. Luồn và căng cáp dự ứng lực

- + Sau khi đổ bê tông một ngày tiến hành tháo dỡ ván khuôn bịt đầu, luồn cáp (2 bó).
- + Chờ bê tông đạt cường độ cho phép (M400 thường 3 ngày sau khi đổ bê tông) tiến hành căng cáp dọc.
- + Căng các bó cáp ngang.

5.8.7.5. Bảo dưỡng và tháo dỡ ván khuôn

5.8.7.5.1. Bảo dưỡng

- + Sau khi làm mặt được 3h dùng bao tải đay đã ẩm nước phủ kín lên bề mặt bê tông của khối vừa đúc xong và 1m khối tiếp giáp, cứ sau 15 phút thì tưới nước ướt bao tải đay đến khi bê tông đạt M400 thì dỡ bao tải đay và tiếp tục tưới nước đến khi bê tông đạt 7 ngày tuổi.

5.8.7.5.2. Xử lý mối nối mặt tiếp xúc giữa các khối đúc và bê tông mặt đầm

- + Khi bê tông đạt 1 ngày tuổi tháo ván khuôn bịt đầu và tạo nhám bề mặt bê tông, trước khi đổ bê tông vị trí mối nối của khối đầm luôn được tưới ẩm trong suốt quá trình đổ và bảo dưỡng bê tông. Sau khi đổ bê tông xong phủ bao tải gai trên toàn bộ bề mặt bê tông của khối

vừa đổ và trùm sang khối kê sát 1m, luôn được tưới ẩm trên bao tải gai trong 3 ngày liền khi bê tông đạt cường độ căng kéo mới bỏ bao tải gai và tưới nước bảo dưỡng tiếp đến 7 ngày.

+ Bê tông mặt đầm cần được tạo phẳng chính xác theo cao độ (cử khống chế cao độ mặt bê tông của khối đang thi công dựa vào cao độ của khối bê tông đúc trước và cao độ ván khuôn bịt đầu đầm đã xác định) ngay sau khi đổ bê tông để sau này thi công lớp chống thấm mặt cầu thuận tiện (độ lồi lõm mặt bê tông $\leq 3\text{mm}$), công việc này đòi hỏi phải làm khẩn trương và không được tưới thêm nước lên mặt bê tông (gây ảnh hưởng thêm rạn nứt bề mặt bê tông).

5.8.7.5.3. Tháo dỡ ván khuôn

+ Tháo dỡ ván khuôn được tiến hành khi đã căng xong 2 bó cáp dự ứng lực đòn gánh của khối đầm này theo trình tự.

+ Tách hạ đáy và căn chỉnh ván khuôn ngoài.

+ Lắp cốt thép đáy, sườn cho khối tiếp theo.

+ Tách đáy ván khuôn trong.

5.8.7.6. Thi công khối hợp long

5.8.7.6.1. Thi công khối hợp long giữa khối đúc trên đà giáo cạnh trụ P2, P8 với cánh T

Được tiến hành sau khi các khối đầm trên đà giáo cạnh trụ và khối đầm cuối cùng của cánh T đã thi công xong (hai khối đầm kê sát khối hợp long) theo trình tự:

- Mở rộng trụ tạm dưới khối hợp long.
- Lắp đà giáo dưới khối hợp long.
- Theo dõi và ở thời điểm thích hợp khi cao độ khối đầu mút cánh T (khối kê sát khối hợp long) đã đạt cao độ max nằm chặt dưới đà giáo.
- Gia công và lắp đặt ván khuôn đáy.
- Đẩy ván khuôn ngoài của xe đúc vào khối hợp long.
- Gia công và lắp đặt cốt thép đáy và hai sườn khối đúc.
- Lắp đặt các ống gel tạo lỗ cho cáp DƯL.
- Luồn cáp DƯL (các bó cáp đáy hộp).
- Gia công lắp đặt ván khuôn trong.
- Gia công lắp đặt cốt thép mặt đầm.
- Đổ bê tông (phần đáy đầm phải có ống dẫn bê tông vào tận vị trí đáy đầm bằng cách tại khối đầm kê sát khối hợp long có để lỗ thi công cho ống dẫn bê tông).
- Chờ bê tông đạt cường độ,
- Căng cáp DƯL.
- Tháo dỡ ván khuôn, đà giáo dỡ ván khuôn.

5.8.7.6.2. Thi công khối hợp long giữa nhịp (giữa hai cánh T)

- Thi công khối dầm cuối cùng của cánh T thứ nhất (chờ hợp long).
- Thi công khối dầm cuối cùng của cánh T thứ hai (xe đúc nằm trên khối này).
- Đẩy xe đúc vào vị trí hợp long. Nếu cao độ của 2 khối kê sát khối hợp long có độ chênh cao $\leq 20\text{mm}$ tiến hành:
 - Lắp ván khuôn đáy.
 - Lắp ván khuôn thành.
 - Lắp ống tạo lỗ các bó cáp đáy dầm.
 - Lắp cốt thép đáy.
 - Lắp cốt thép sườn.
 - Luồn cáp (các bó cáp đáy dầm).
 - Lắp ván khuôn trong.
 - Lắp cốt thép mặt dầm.
 - Kiểm tra hoàn thiện.
- Ở thời điểm thích hợp liên kết chặt ván khuôn và đổ bê tông theo thứ tự: đáy, sườn và mặt dầm (chú ý: ống dẫn bê tông phải vào tận vị trí đáy dầm nên khi thi công khối dầm liền kề với khối hợp long phải để lỗ cho ống dẫn bê tông).
- Sau đổ bê tông 12h căng 50% số bó cáp của khối hợp long đến 50% lực thiết kế.
- Tháo bỏ các thanh PC $\phi 38\text{mm}$ trên đỉnh trụ có cánh T cả hai đầu đã được hợp long.
- Phá bỏ con kê bê tông tạm trên trụ có cánh T cả hai đầu đã được hợp long.
- Chờ bê tông đạt 28 MPa căng toàn bộ các bó cáp đến lực thiết kế (2 bó cáp dự phòng chỉ thực hiện khi có ý kiến của tư vấn giám sát).
- Tháo dỡ ván khuôn, xe đúc.

Chú ý: Nếu trước khi hợp long độ chênh cao độ của 2 khối gần kề khối hợp long $> 20\text{mm}$ phải dùng dùi trọng để điều chỉnh độ chênh cao độ đảm bảo yêu cầu trên.

5.8.8. Công tác đo đạc

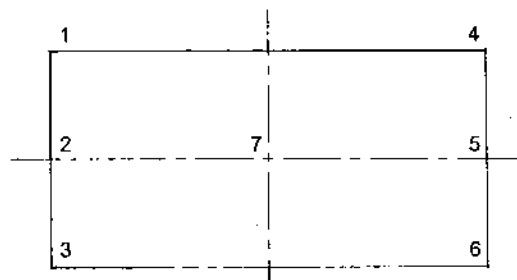
5.8.8.1. Phần chung

- Dầm được thi công sau khi mố trụ đã hoàn thành có biên bản chuyển giao đoạn thi công.
- Kết quả của các lần kiểm tra đều được ghi lại bằng các bảng kê với các nội dung:
 - + Giai đoạn thi công đang tiến hành.
 - + Vị trí của ván khuôn.
 - + Các cáp dự ứng lực đã căng.

- + Vị trí các phụ tải đáng kể (các tải trọng như cuộn cáp, bơm bê tông...).
- Kiểm tra các số đo của dòn gánh nếu có thể ở cùng giờ trong ngày và cùng nhiệt độ để có số đo chính xác.

5.8.8.2. Kiểm tra kích thước hình học của khối dầm trên đỉnh trụ

- Các khối trên đỉnh trụ phải đo ở 7 điểm (theo sơ đồ) và việc kiểm tra cao độ của các điểm được tiến hành theo các giai đoạn sau:



- + Sau khi đổ bê tông ở giai đoạn cuối (giai đoạn 3).

- + Sau khi căng các thanh PC $\phi 38$ cố định khối đỉnh trụ.

- + Sau khi căng cáp dự ứng lực.

Hình 5.42. Bố trí điểm đo trên đỉnh trụ

5.8.8.3. Hình học các khối đúc hằng gồm các giai đoạn

- Trước khi đổ bê tông khối đúc (kể cả khối N - 1).
- Sau khi đổ bê tông khối đúc.
- Sau khi căng cáp dự ứng lực.

Lấy số liệu đợt kiểm tra cuối cùng để căn chỉnh cao độ ván khuôn của khối N + 1.

5.8.8.4. Kiểm tra kích thước hình học dòn gánh

Việc kiểm tra cao độ và kích thước hình học của dòn gánh cho phép theo dõi biến dạng tổng dòn gánh so với biến dạng lý thuyết, để kịp thời hiệu chỉnh cao độ các khối đúc theo biến dạng của dòn gánh. Cho phép ta vẽ đường cong hình chiếu dọc cầu của dầm.

Đối với dòn gánh việc kiểm tra cao độ được tiến hành ở 3 điểm: 1 điểm ở tim và 2 điểm ở thượng hạ lưu cách tim cầu 3m.

Tiến hành đo ở các giai đoạn sau:

- + Sau khi căn chỉnh ván khuôn ở tất cả các khối đúc (trước khi đổ bê tông đang lắp cốt thép) được lập thành bảng và vẽ đường cong của dòn gánh.

- + Trong khi chờ đợi thi công khối hợp long.

Trước khi thi công khối hợp long từ 5 đến 7 ngày, khối kề sát với khối hợp long đo liên tục với các thời gian khác nhau trong ngày (buổi sáng và buổi chiều) để tìm ra thời điểm gông chặt dầm hợp long tốt nhất (độ chênh cao độ là ít nhất).

Trong thời gian chờ đợi cánh dầm thứ 2 với thời gian dài thì từ 10 đến 15 ngày đo một lần.

5.8.8.5. Kiểm tra độ thẳng tổng thể

Mỗi khối đúc phải có 1 điểm mốc ở tim dọc, trên khối đỉnh trụ phải có 3 điểm, độ thẳng hàng ở mặt trên và mặt dưới được kiểm tra sau khi thi công mỗi khối đúc để kịp thời hiệu chỉnh độ thẳng hàng của ván khuôn di động.

5.8.8.6. Kiểm tra độ lún của mố trụ

- Mỗi mố trụ đều phải có 2 điểm đo độ lún (1 ở thượng lưu, 1 ở hạ lưu).
- 15 ngày đo lún 1 lần.

Trong tính toán dự kiến lún là 3cm, theo dõi cao độ cánh hẫng phải xét đến lún.

5.8.8.7. Đo chuyển dịch của gối cầu

- Trong quá trình lắp đặt gối cầu trên các mố trụ cần phải theo đúng với số liệu tính toán (vị trí, cao độ, nhiệt độ lắp đặt).
- Đo đạc theo dõi độ dịch chuyển gối trước và sau căng cáp dự ứng lực ngoài.

5.8.8.8. Phân cấp công tác đo đạc tại công trường

Thực tế công tác đo đạc ở hiện trường được thực hiện theo phân cấp quản lý như sau:

- Các đơn vị trực tiếp thi công đầm hộp phải có tổ chức khảo sát riêng của mình để triển khai chi tiết các hạng mục thi công của đơn vị mình trên cơ sở số liệu cơ bản của tổ đo đạc của nhà thầu chính bàn giao (có chứng kiến của tư vấn giám sát và ban điều hành dự án).
- Tổ đo đạc của nhà thầu chính với các nội dung đo đạc đã nêu ở mục 1 và mục 2 bàn giao cho đơn vị thi công. Trong quá trình thi công có trách nhiệm kiểm tra kết quả để có số liệu nghiệm thu trước khi chuyển giai đoạn thi công (các kết quả phải đưa vào các bảng biểu nghiệm thu theo quy định).

5.8.8.9. Thiết bị đo đạc

Đều là thiết bị đo đạc hiện đại của Pháp, Nhật

Dưới đây là một số kết quả đo đạc ở một trong số các khối đầm để minh họa:

- Số liệu căn chỉnh ván khuôn trước khi đổ bê tông.
- Đo đạc sau khi đổ bê tông, sau khi căng cáp dự ứng lực.
- Theo dõi độ võng cánh đầm.
- Theo dõi lún của mố trụ.
- Theo dõi độ dịch chuyển gối.
- Theo dõi khối hợp long.

5.8.9. Thi công cáp dự ứng lực trong các khối đầm

5.8.9.1. Giới thiệu chung cho hệ thống dự ứng lực cầu T.H (cáp, neo, ống gel, kích)

5.8.9.1.1. Cáp

1. Thép cường độ cao dùng loại cáp thép 0,6 in theo tiêu chuẩn ASTM - A416 - 85 có các thông số sau:

- Đường kính danh định : 15,2mm.
- Diện tích mặt cắt ngang : 140 mm².
- Cường độ cực hạn : 1860 MPa.
- Môđun đàn hồi : 195 GPa.
- Độ chùng lớn nhất sau 1000h ở 20°C và 70% lực phá hoại: 2,5%

2. Cáp thép phải được bảo quản trong kho có mái che, khô ráo thông thoáng, kê cách mặt đất 20cm, bao gói cẩn thận tránh bị gỉ và sây sát, không được để dính dầu mỡ, muối, axit và các chất ăn mòn khác.

3. Cáp thép khi đem ra sử dụng cần phải có chứng chỉ chất lượng của nhà máy sản xuất, đối chiếu với tiêu chuẩn thiết kế xem có phù hợp hay không và phải được tư vấn giám sát chấp nhận.

4. Cần phải tiến hành kiểm tra thí nghiệm các yêu cầu đối với cáp thép theo đúng quy định của đồ án thiết kế về các chỉ tiêu: lực kéo đứt, môđun đàn hồi, giới hạn chảy, độ dẫn dài, kích thước của mỗi sợi thép trong tao cáp, kích thước của tao cáp, hiện trạng mặt ngoài...Bất kỳ sự thay đổi nào không đúng với quy định của đồ án thiết kế đều phải được cơ quan thiết kế, chủ công trình, tư vấn giám sát chấp nhận bằng văn bản mới được sử dụng.

5. Gia công mẫu thí nghiệm bằng máy cắt cơ khí, máy cắt oxy, đảm bảo độ dôi của mẫu không ảnh hưởng của đốt nóng hay biến cứng nguội (trị số lượng thừa không nhỏ hơn 20mm).

6. Cáp thép nhập về cần tổ chức kiểm tra đánh giá không có vết xước, không han gỉ, cho phép sử dụng các tao cáp có gỉ vàng mỏng có thể tẩy đi một cách dễ dàng.

5.8.9.1.2. Neo

Dùng hệ neo DUL của hãng OVM hoặc HVM sản xuất cho cáp 15,2mm.

Các thiết bị tỳ vào bê tông là các đầu neo làm từ 1 bản tỳ có chức năng truyền lực từ neo vào bê tông và 1 phần hình nón để dẫn các bó cáp từ ống gel về phía neo.

- Các neo được làm từ 1 khối sắt khoan các lỗ hình nón ở trong đó các bó cáp được nêm chặt bằng các nút neo. Các nút neo bao gồm 3 nêm chốt lại bằng 1 vòng tròn cao su.

- Neo khi nhập về cũng phải có chứng chỉ chất lượng của nhà sản xuất, được bảo quản trong kho, để nơi khô thoáng, không gỉ.

5.8.9.1.3. Ống gel

Các ống gel $\phi 100/107$ được sử dụng cho các cáp 19 tao, ống làm bằng thép cuốn tráng kẽm dày 0,35 mm và được nối đầu bằng các ống nối $\phi 105$, $\phi 95$ cùng chất liệu.

5.8.9.1.4. Kịch

- Căng các bó cáp 19 tao dùng kịch K500 tấn.
 - Kịch RRH 1006 (100 tấn) căng các thanh PC $\phi 38$ trên đỉnh trụ.
 - Tính năng các loại kịch được thống kê ở bảng 5.3, đó là kịch thủy lực 2 tác dụng. Đầu cáp cần căng kéo đi qua tâm kịch và mỗi tao cáp được neo riêng bằng các nút neo công cụ sử dụng nhiều lần nằm trong vòng neo công cụ đặt ở đằng sau kịch.
 - Việc căng kéo được thực hiện bằng các kịch 2 tác dụng. Nó cho phép kéo các cáp qua 1 hoặc nhiều giai đoạn và đẩy các nút neo vào sâu để nêm chặt các tao cáp. Các cáp sau đó được bơm vữa xi măng. Nó cho phép:
 - + Căng kéo bó cáp qua 1 hoặc nhiều giai đoạn.
 - + Giữ cho mỗi nút neo công cụ có công dụng như neo trong chỗ của nó khi căng kéo.
 - + Thực hiện hồi pít tông và tháo chốt.
- Đối với mỗi loại cáp cần căng kéo khác nhau, kịch có các cấu kiện chuyển thể như nhau:
- + Vòng gối, lò xo, vòng nêm, vòng neo công cụ, nút neo công cụ và các vòng treo.
 - + Tất cả các kịch, bơm dầu trước khi đem vào sử dụng đều phải được kiểm định.

Bảng 5.3. Tính năng các loại kịch

TT	Đặc điểm	Đơn vị	K 500	RRH-1006	YCW 500A
1	Lực sử dụng lý thuyết tối đa	kN	4595	1000	4900
2	Hành trình lý thuyết tối đa	mm	250	36,6	200
3	Hành trình sử dụng tối đa	mm	240	35,6	
4	Chiều dài của kịch khi đóng	mm	955		
5	Đường kính của kịch (ống trên)	mm	515		510
6	Trọng lượng kịch	kG	880		648
7	Đầu cáp tối thiểu để dư	mm	1100	700	750
8	Tiết diện đẩy	cm ²	766	133,09	1000
9	Tiết diện hồi	cm ²	452		
10	Áp lực đẩy tối đa	Bar	600	700	
11	Áp lực hồi tối đa	Bar	150		

- Các bơm của FIC có thể tiếp liệu cho các kịch này:
- + P5M (Q = 2 hoặc 4 // p Bình chứa 30 lít).

+ P6M (Q = 2,5 đến 4 l/ p Bình chứa 45 lít).

+ P5M (Q = 0,9 l/ p Bình chứa 23 lít).

5.8.9.2. Công tác lắp đặt các đế neo

5.8.9.2.1. Khái quát

Đối với công trình cầu T.H loại đế neo OVM được sử dụng là:

+ Neo cho các bó cáp 19 tao 15,2mm dùng loại: OVM 15-19.

Các đế neo được trang bị cắt khắc để cố định vào ván khuôn bằng vít, rôngden và êcu. Một lỗ miệng cho phép phun vữa vào.

5.8.9.2.2. Tiến hành lắp đặt

- Các đế neo được cố định hoặc trực tiếp lên ván khuôn hoặc lên hộp neo đã được cố định trên ván khuôn. Các đế neo được cố định bằng các bu lông $\phi 10$.

- Phải luôn luôn đặt các khe nối bằng bìa các tông giữ đế neo và gối đỡ của nó. Miệng lỗ phun vữa hướng lên trên.

5.8.9.2.3. Cốt thép đặc biệt

Trước các đế neo có các khung cốt thép được chế tạo đặc biệt được gọi là cốt vành đai.

5.8.9.2.3. Lỗ phun

Sau khi căng kéo và cắt đều các bó cáp 1 măng sông được hàn vào miệng phun vữa.

Kích thước của các măng sông:

+ Đối với loại OVM 15-19: 3/4 ống cái, dài 30 mm.

- Các măng sông này cho phép cố định các ống thông phun vữa bằng vít và cho phép tránh bị tụt khi đổ bê tông khối đầm tiếp theo hoặc đổ bê tông bịt neo.

5.8.9.3. Lắp đặt các ống gel

5.8.9.3.1. Lắp đặt

- Việc lắp đặt tiến hành theo sơ đồ đường cáp thi công (bản vẽ bố trí các bó cáp đỉnh hộp, bố trí các bó cáp giữa và nhịp biên đáy hộp).

- Các độ dài cần thiết của ống gel (bố trí theo từng đốt đầm) được cắt sẵn trước khi lắp đặt (dùng cửa sắt hoặc máy cắt bằng đá, cầm dùng đèn hàn để cắt).

- Đường chạy của các ống gel phải đều đặn không gãy vỡ không lệch quá, chúng sẽ gây ra cọ xát khi căng kéo thậm chí tắc các bó cáp khi luồn.

- Các ống nối dài 600mm được đặt ở cửa ra trên mặt tiếp giáp để cho phép nối với các ống gel tiếp theo, các ống gel vào sâu trong đế neo.

- Các bộ đỡ ống gel phải được để cách xa tối thiểu là 1m.

5.8.9.3.2. Bảo vệ

- Ở chỗ nối ống gel với đế neo hoặc ống gel với măng sông, dán băng dính để bảo đảm chống thấm (loại Sotiplast).

- Trước khi đổ bê tông, 1 ống nhựa PVC $\phi 75$ được luồn vào ống gel để chống biến dạng do đầm rung hoặc lực tác dụng của vật nặng.

(Sự thấm nước xi măng hoặc bê tông vào ống gel, biến dạng của đầm rung chẳng hạn có thể làm vướng khi luồn cáp thậm chí tắc ống gel).

5.8.9.4. Luồn cáp

5.8.9.4.1. Vận chuyển và cất giữ cáp

- Các cuộn cáp phải được vận chuyển bằng các xe tải có mui che, các cuộn phải được chèn chống với nhau và chống va vào thành xe để tránh trường hợp các cuộn bị dẹt và biến dạng. Các cuộn phải được nâng hoặc bằng 1 máy nâng hàng từ dưới lên hoặc bằng cần cẩu có cáp dẹt bằng sợi dù móc vào 3 điểm trên cuộn.

- Đặt các cuộn trên các con kê gỗ để có thể tháo cáp móc ra và luồn lại khi dỡ xuống.

- Các cuộn phải được bảo vệ chống ẩm ướt do đó chúng luôn luôn phải được đặt trên tà vẹt gỗ kể cả trong kho hay trên bản mặt cầu. Từ lúc xuất kho chúng phải được luôn luôn che phủ bằng bạt kể cả khi đã lắp vào máy dỡ.

- Các cuộn phải được thường xuyên kiểm tra để phát hiện các hư hỏng cơ học cũng như hoá học (ăn mòn). Tất cả các chỗ bị ăn mòn phải được xử lý ngay bằng dầu rửa được.

5.8.9.4.2. Luồn cáp

Những việc cần phải làm trước khi luồn cáp:

+ Bố trí mặt bằng làm việc cần thiết.

+ Neo (trong và ngoài).

+ Xác định phía để luồn (chủ yếu là phía kéo).

- Cho chuyển đến khối lượng cáp cần thiết.

- Kiểm tra bề mặt cáp (các chỗ đã bị mất dầu bảo quản) và cho quét dầu tan nếu cần.

- Đảm bảo vị trí và cố định máy đẩy cáp, cấm điện cho máy chạy đúng chiều cố định chặt ống dẫn mềm và ống luồn cáp.

- Đảm bảo các máy dỡ cáp nghiêng về phía sau.

- Đảm bảo đầy đủ có các thiết bị sau:

+ Cầu để chuyển cáp, máy dỡ cáp, máy đẩy cáp.

+ Dây thừng dẹt để cho cuộn cáp vào trong máy dỡ.

+ Kéo cắt thép để cắt các đai buộc cuộn thép.

- + Máy cắt, đĩa đá cắt thép và kính bảo hiểm.
- + Đầu bịt với số lượng phải đủ và cò lê để vận.
- + Phương tiện thông tin (bộ đàm hoặc điện thoại nội bộ).
- Đảm bảo an toàn vùng giữa máy dỡ và máy đẩy (vùng nguy hiểm).
- Đảm bảo an toàn cho vùng cáp ra (rất nguy hiểm) và phải chắc chắn là người thợ phụ đã nắm được lệnh.
- Trong khi luồn:
 - + Ghi số của cuộn hoặc các cuộn đã luồn cùng số lượng các tao cáp đã cắt ở từng cuộn.
 - + Đảm bảo đúng độ dài đoạn cáp dư.
 - + Cuối cuộn phải tính xem đoạn cáp còn lại có đủ để luồn bó cáp sắp tới không.
 - + Sau khi luồn tính xem mỗi đầu có bao nhiêu tao cáp đã được luồn.
- Sau khi luồn:
 - + Cho phủ bạt lên các cuộn cáp, các máy dỡ và máy luồn.

5.8.9.4.3. Thiết bị

- Một hoặc nhiều máy dỡ cáp tĩnh.
- 1 máy đẩy cáp 1 tốc độ (gọi là MAP) có 1 ống dẫn mềm.
- Máy cắt bằng đĩa đá.
- Một số đầu luồn cáp.
- Một ống luồn cáp.
- Phương tiện liên lạc.

5.8.9.4.4. Cho vào máy dỡ cáp

- Sau khi tháo ván khuôn bịt đầu bê tông tiến hành luồn cáp dự ứng lực.
- Trục ARTEON phía trên và các lồng phía trước được tháo ra. Cuộn cáp được cho vào sao cho các bó cáp được tháo cáp ở giữa. Hướng tháo của cuộn được giải thích ở trong nhãn hiệu. Nếu không có nhãn hiệu này phải theo dõi khi tháo cuộn cáp có quay theo hướng ngược với hướng cuộn vào hay không.
- Các lồng phía trước và phía sau cũng như trục ARTEON được lắp lại. Cắt vòng đai sau đó cho đầu cáp vào trong lồng phía trước qua ống dẫn hướng cáp.
- Máy dỡ cáp luôn luôn nghiêng về phía sau để tránh cáp rơi.
- Khoảng cách giữ máy dỡ và máy đẩy từ 3 đến 5m. Có thể lắp vào 1 ống tuýp nhựa $\phi 100$ PEHD để tránh cho cáp va quệt xuống đất.

5.8.9.4.5. Cho tảo cáp vào máy đẩy

- Vít xiết được nhả ra hết mức để kéo thanh biên điều khiển về phía sau và giãn cách các con lăn.

- Đầu cáp được cho ra phía sau máy sau đó cho vào giữa con lăn (nếu đầu cáp bị biến dạng thì phải cắt trước khi dẫn vào máy).

- Khi cáp ra khỏi máy, dán 1 đoạn băng dính bịt đầu để khỏi làm hỏng ống dẫn mềm. Ống luôn được nối với máy sau đó bằng tác động của bộ điều khiển từ xa, đẩy bó cáp cho đến khi ra khỏi đầu ống mềm gắn trên ống luôn cáp cố định trên đế neo.

Dải băng dính được tháo ra và thay vào đó là 1 đầu bịt.

5.8.9.4.6. Luồn cáp

- Người điều khiển đẩy cáp bằng cách điều khiển máy chạy tiến về phía trước.

- Khi bó cáp ra khỏi đầu đối diện, thợ phụ ra lệnh ngắt máy (lệnh này phải được thực hiện ngay lập tức do đó mới phải dùng đến bộ đàm hoặc điện thoại).

- Thợ phụ giải thích cho điều khiển biết cần làm gì để điều chỉnh chính xác độ dư ra của cáp (lúc đó người vận hành cho máy chạy tiến hay chạy lùi để điều chỉnh).

- Khi đã chỉnh xong phần cáp để dư ra, người điều khiển cắt bó cáp bằng máy cắt đĩa. Lại đóng đầu bịt vào đầu tảo cáp mới và tiếp tục tiến hành luồn.

- Trường hợp ống gel tắc, người điều khiển báo cho người phụ trách, nhưng phải tránh không cho máy chạy lùi khi đầu vít đang còn ở trong ống gel.

5.8.9.4.7. Độ dài đầu cáp dư cần thiết

- Phía chủ động đầu kéo cho bó cáp 19 tảo độ dài dư cần thiết là 1200mm.

- Phía thụ động cho bó cáp 19 tảo, độ dài dư cần thiết là 500mm (khi căng kéo 1 đầu có độ dài 1 bó cáp tổng cộng là 1200mm + 500mm + độ dài của cáp tính từ mép đế neo này đến mép đế neo kia theo số thiết kế tính toán).

5.8.9.5. Kéo cáp

5.8.9.5.1. Độ dẫn dài tính toán

Chiều dài bó cáp, lực căng, độ dẫn dài tính toán theo bản tính của thiết kế

5.8.9.5.2. Độ dẫn dài cuối cùng A_0

+ Viện thiết kế đưa ra độ dẫn dài giữa các mặt ngoài của gối (chiều dài cáp tính từ mặt ngoài của hai đế neo). Các cáp được căng bằng các kích có đầu lấy ở đằng sau, phải thêm vào giá trị A_0 độ dẫn dài của các bó cáp giữa bản gối và đế neo công cụ đằng sau kích. Các giá trị này gồm:

K500: +7mm

Thí dụ: bó cáp TC2 (kéo hai đầu).

A_0 ở bản tính là 120mm

Hiệu chỉnh cho đoạn cáp để dư là $7 + 7 = 14\text{mm}$

$$A_0 = 120 + 14 = 134\text{mm}$$

Áp lực kích được xác định theo công thức:

$$P_0 = n \times S \times f_0 \times 0,1 \times (1 + k) / F.$$

trong đó:

P_0 : áp lực kích (bar)

n : số tao cáp trong 1 bó cáp kéo căng

S : tiết diện ngang tao cáp (mm^2)

f_0 : ứng suất kéo căng thiết kế của cáp (N/mm^2)

F : tiết diện pít tông của kích (cm^2)

k : tổng hệ số ma sát của các cấu kiện kích, ma sát cơ học trong neo...

+ Áp lực cuối cùng P_0 : áp lực cuối cùng P_0 áp dụng cho các loại kích dù cáp dài hay ngắn, dù cáp được căng kéo ở 1 đầu hay 2 đầu.

5.8.9.5.3. Độ dẫn dài báo động A_a

- Trong quá trình căng kéo, cần theo dõi cáp áp lực được gọi là cáp áp lực báo động (P_a) gần với P_0 và phải tính độ dẫn dài báo động của cáp được tính. Nó cho phép kiểm tra các điều bất trắc xảy ra trước khi chuyển qua nấc áp lực cuối cùng.

- Độ dẫn dài báo động trên lý thuyết được tính toán và ghi vào phiếu kiểm tra của người phụ trách dự ứng lực trước khi đến công trường.

- Độ dẫn dài báo động lý thuyết của cáp được tính theo cách sau:

$$A_0 = A_a \times (P_a / P_0)$$

5.8.9.5.4. Kiểm tra và chuẩn bị trước khi căng kéo

- Người phụ trách dự ứng lực chịu trách nhiệm:

+ Kiểm tra số lượng cáp được luôn.

+ Kiểm tra vị trí các neo.

+ Kiểm tra số lượng nút neo và xem các nút neo này có được nôm vào đúng và đều trong vòng neo không.

+ Kiểm tra các đoạn cáp để dư và bảo đảm là chúng tương hợp với kích được sử dụng.

+ Kiểm tra chất lượng bê tông xung quanh bản gối (đế neo) không có rỗ tổ ong.

- + Kiểm tra phiếu thí nghiệm bê tông đã đạt cường độ cần thiết (M400) chưa.
- + Chắc chắn là các phương tiện vận chuyển và treo kích đã sẵn sàng.
- + Chắc chắn là các bơm thủy lực đã được cắm điện.
- + Chắc chắn là các vùng quanh neo đã được dọn dẹp đủ để lắp kích.
- + Chắc chắn là các áp kế của bơm đã được lắp (đã kiểm định).
- + Chắc chắn dụng cụ căng đã đầy đủ (kích, phụ kiện, nút neo, công cụ, ống đẩy nút neo, con trở đo, thước dây, phương tiện liên lạc...).
- + Điền đầy đủ các điểm sau đây vào phiếu căng kéo (các phiếu này phải được điền đầy đủ trước khi đến công trường).
 - Ngày, số khối dầm, số cáp.
 - Độ dẫn dài lý thuyết (thiết kế).
 - Độ dẫn dài A_0 , và A_s với các giá trị nhỏ nhất và lớn nhất.

5.8.9.6. Hướng dẫn các thao tác căng kéo

5.8.9.6.1. Biện pháp an toàn

- Trong các thao tác căng kéo người tham gia chịu trách nhiệm lấy các độ dẫn dài phải chú ý là hành trình của kích không được vượt quá hành trình cho phép, quá mức hành trình này kích có nguy cơ bị hỏng nặng (ví dụ của kích 500T là 240mm).
- Trong các thao tác căng kéo một đầu một người phải luôn có mặt ở phía neo thụ động để kiểm tra độ an toàn. Phía chủ động có thể bị tụt xuống đột ngột do lỗi của bê tông, do vậy cần đứng xa kích khi đang tăng áp lực. Trong tất cả các thao tác căng kéo không ai được đứng trong quỹ đạo của các cáp ở sau kích.

5.8.9.6.2. Các con trở đo

- Các con trở đo được đặt vào trên một tao cáp ở sau kích phía chủ động (bằng cách so với phần cố định của kích), và trên một tao cáp phía đầu neo thụ động (bằng cách so với bản gối). Cần phải đặt chuẩn các con trở đo để lần đầu tiên có một số tròn (ví dụ 200mm) để sau này dễ đo hơn.
- Để tránh mất số đo trong mọi trường hợp chuyển dịch kích để tiếp tục căng hoặc thôi không căng nữa nên dùng cửa kim loại đánh một dấu ở 2 bên con trở đo.
- Chỉ thực hiện phép đo khi ngừng bơm và các số đo được làm tròn đến milimét.

5.8.9.6.3. Căng lại

- Khi độ dẫn dài lớn hơn hành trình của kích người ta tiến hành lại 1 đợt căng khác bằng cách người điều khiển cho dừng áp suất lại hạ áp suất từ từ cho tới 0 bar, sau đó hồi kích vào, kích được đẩy lại tiếp giáp với bản gối và người điều khiển đồng loạt tăng áp suất lên như áp suất trước khi đóng lại.

- Khi gần tới áp suất cần áp dụng phải tăng từ từ 1 ít một, bằng điều khiển từ xa để cho việc chốt các nút neo không bị đột ngột (nguy cơ làm các tao cáp trượt trong các nút neo công cụ).

- Phải lập tức ngừng kéo căng khi 1 trong các kích thủy lực đã chạy gần đến cuối hành trình của kích. Trước khi đạt tới trị số này người điều khiển thông báo phía bên kia biết để dừng ở cùng 1 mức áp suất (độ ra của pittông và tốc độ bơm không bao giờ giống nhau).

- Khi căng lại được thực hiện ở 1 cấp trung gian, việc đo độ dẫn dài được tiến hành trước khi hạ áp suất. Nếu lần căng lại này được thực hiện ở cấp áp suất không tương đương với cấp trung gian thì không cần phải đo.

5.8.9.7. Căng các bó cáp 19 T 15,2mm

5.8.9.7.1. Căng cáp 1 đầu

- Kích được lắp vào 1 đầu cáp căng theo trình tự.

- Các ống mềm thủy lực được nối máy bơm dầu với kích.

- Bơm tới 0,1 P_0 .

- Đóng các nút neo vào phía thụ động (ống tuýp đóng nút neo và búa).

- Bơm lên 0,2 P_0 (cấp trung gian P_1).

- Lắp con trở đo vào cả hai đầu chủ động và bị động.

- Bơm lên 0,4 P_0 (cấp trung gian P_2). Đo độ dẫn dài ở đầu chủ động, đo độ xê dịch của con trở ở phía thụ động về phía đầu kéo ghi lại vào phiếu căng kéo.

- Bơm lên 0,6 P_0 (cấp trung gian P_3). Đo độ dẫn dài ở đầu chủ động, đo độ xê dịch của con trở ở phía thụ động về phía đầu kéo ghi lại vào phiếu căng kéo.

- Bơm lên 0,8 P_0 (cấp trung gian P_4). Đo độ dẫn dài ở đầu chủ động, đo độ xê dịch của con trở ở phía thụ động về phía đầu kéo ghi lại vào phiếu căng kéo.

- Bơm lên 0,9 P_0 (cấp trung gian P_5). Đo độ dẫn dài ở đầu chủ động, đo độ xê dịch của con trở ở phía thụ động về phía đầu kéo ghi lại vào phiếu căng kéo.

Độ dẫn dài được tính bằng cách lấy độ dẫn dài ở đầu phía chủ động trừ đi độ dịch chuyển của con trở ở đầu bị động về phía đầu kéo.

- Người phụ trách tính độ dẫn dài báo động A_a .

- Nếu không có sự cố nào đáng kể (độ dẫn dài đo được ở cấp áp lực 0,9 P_0 nằm trong khoảng 0,95 A_a đến 1,1 A_a).

- Bơm lên P_0 độ dẫn dài được đo tính theo cách trên và ghi lại vào phiếu căng kéo.

- Tính độ dẫn dài báo động A_0 .

- Nếu không có sự cố nào đáng kể, hạ kích về 0,05 P_0 kiểm tra độ tụt của các nút neo.

- Hạ kích về 0 và tháo kích ra.

- Sau khi được tư vấn giám sát và chủ công trình thống nhất ký văn bản (phiếu căng kéo), các đuôi tào cáp được cắt đều và các măng sông của lỗ phun được hàn lại.

5.8.9.7.2. Căng cáp 2 đầu

- Kích được lắp vào 2 đầu cáp và căng theo trình tự:

- Các ống mềm thủy lực được nối máy bơm dầu với kích.

- Hai người thợ điều khiển *đồng loạt* bơm lên $0,2 P_0$ (cấp trung gian P_1).

- Lắp con trỏ đo vào cả hai đầu kéo.

- Hai người thợ điều khiển bơm *đồng loạt* lên $0,4 P_0$ (cấp trung gian P_2). Độ dẫn dài được đo tính bằng tổng độ dẫn dài ở cả hai đầu và ghi lại vào phiếu căng kéo của người phụ trách.

- Hai người thợ điều khiển *đồng loạt* bơm lên $0,6 P_0$ (cấp trung gian P_3). Độ dẫn dài được đo tính bằng tổng độ dẫn dài ở cả hai đầu và ghi lại vào phiếu căng kéo của người phụ trách.

- Hai người thợ điều khiển *đồng loạt* bơm lên $0,8 P_0$ (cấp trung gian P_4). Độ dẫn dài được đo tính bằng tổng độ dẫn dài ở cả hai đầu và ghi lại vào phiếu căng kéo của người phụ trách.

- Hai người thợ điều khiển *đồng loạt* bơm lên $0,9 P_0$ (cấp trung gian P_5). Độ dẫn dài được đo tính bằng tổng độ dẫn dài ở cả hai đầu và ghi lại vào phiếu căng kéo của người phụ trách.

- Người phụ trách tính độ dẫn dài báo động A_a .

- Nếu không có sự cố nào đáng kể (độ dẫn dài đo được ở cấp áp lực P_a nằm trong khoảng $0,95 A_a$ đến $1,1 A_a$). Người thợ điều khiển *đồng loạt* bơm lên cấp P_0 . Độ dẫn dài được đo tính và ghi lại vào phiếu căng kéo của người phụ trách.

- Người phụ trách tính độ dẫn dài báo động A_0 .

- Nếu không có sự cố nào đáng kể, hồi kích về $0,05 P_0$ kiểm tra độ tụt của các nút neo ở mỗi đầu.

- Người điều khiển bơm hạ áp suất xuống 0, hồi kích và tháo ra.

- Sau khi được tư vấn giám sát và chủ công trình thống nhất ký văn bản (phiếu căng kéo), các đuôi tào cáp được cắt đều và các măng sông của lỗ phun được hàn lại.

Chú ý: Khi căng các bó dài độ dẫn dài lớn hơn hành trình của kích (hành trình của K500 không được $> 240\text{mm}$) nên khi hành trình của kích đã đạt đến 230mm người điều khiển phải lập tức ngừng bơm để tiến hành căng lại (như đã nêu ở mục trên).

- Phải ngừng ngay căng kéo khi đã đạt $1,1 A_a$ ngay cả khi P_0 chưa đạt để xử lý.

- Khi căng lại được thực hiện ở 1 cấp trung gian, việc đo được tiến hành trước khi hạ áp

suất. Nếu lần căng lại này được thực hiện ở cấp áp suất không tương đương với cấp trung gian không cần phải đọc.

Chú ý: Trong mọi trường hợp căng cáp phải ngừng ngay khi đã áp dụng P_0 dù đạt được độ dẫn dài nào để xem xét xử lý như các trường hợp nêu trên.

5.8.9.8. Các trường hợp xử lý

5.8.9.8.1. Kiểm tra độ dẫn dài báo động A_a

- Ở áp lực báo động P_a , người phụ trách tính độ dẫn dài báo động A_a và xem độ dẫn dài này có nằm trong khoảng $0,95 A_a$ đến $1,1 A_a$ không.

* Trường hợp 1: $0,95 A_a < A_a \text{ thực} < 1,1 A_a$.

+ Căng tiếp cho đến P_0 .

* Trường hợp 2: $A_a \text{ thực} > 1,1 A_a$.

+ Người phụ trách kiểm tra các tính toán của mình về độ dẫn dài trên phiếu căng kéo.

=> Nếu không có sai số: Người phụ trách tính ngoại suy A_0

$$(A_0 = A_a \text{ thực} / P_a \times P_0).$$

Sau đó vừa tiếp tục căng vừa kiểm tra độ dẫn dài cuối cùng sao cho độ dẫn dài không vượt quá $1,1 A_0$ và cố gắng để mỗi đầu có cùng 1 áp suất (tiến hành mỗi đợt 10 bar).

=> Nếu có sai số: người phụ trách chữa lại các giá trị và tiến hành như các trường hợp đã nêu.

* Trường hợp 3: $A_a \text{ thực} < 0,95 A_a$:

- Người phụ trách kiểm tra các tính toán của mình về độ dẫn dài trên phiếu căng kéo.

=> Nếu không có sai số: Tiếp tục căng cho tới P_0 và ghi độ dẫn dài cuối cùng A_0 vào phiếu kiểm tra căng kéo.

=> Nếu có sai số: người phụ trách chữa lại các giá trị.

a) Nếu $0,95 A_a < A_a \text{ thực} < 1,1 A_a$. Căng tiếp cho đến P_0 .

b) Nếu $A_a \text{ thực} > 1,1 A_a$ => Xem trường hợp 2.

c) Nếu $A_a \text{ thực} < 0,95 A_a$ tiếp tục căng cho tới P_0 và ghi độ dẫn dài cuối cùng A_0 vào phiếu kiểm tra căng kéo.

5.8.9.8.2. Đứt toàn phần hoặc từng phần 1 hoặc nhiều tao cáp

Do nhiều lý do khác nhau sự cố nghiêm trọng này có thể xảy ra trong khi căng kéo.

* Trường hợp 1: Vài sợi cáp vượt quá đầu của tao cáp:

- Triệu chứng này là bằng chứng cho thấy một số sợi cáp đã bị đứt ở gần neo. Nguyên nhân có thể vì sút mẻ do luồn qua kích, hoặc do lỗi của lớp vỏ bọc hoặc lỗi từ luyện kim. Phải ngừng căng kéo lại và xem xét kiểm tra.

- Nếu 3 hoặc 4 sợi trượt lên thì có thể tiếp tục căng bình thường.
- Nếu quá 4 sợi trượt lên thì xem trường hợp 2.

*** Trường hợp 2:**

- Nhiều sợi lòi lên đầu của tao cáp hoặc cả 1 tao cáp lòi ra ở đằng sau kích, dấu hiệu này là bằng chứng cho thấy 1 hoặc nhiều tao cáp đã bị đứt hoàn toàn. Nguyên nhân có thể do lõi của lớp vỏ bọc hoặc lõi từ luyện kim.

- Phải ngừng ngay căng kéo lại và quan sát. Người phụ trách ghi áp suất trong kích, những người điều khiển hạ áp suất xuống 0 bar cho hồi kích vào và kéo kích ra.

- Theo dõi và xem có thể tiếp tục căng được không, người phụ trách tính P_0 cho số tao cáp còn lại (nếu 11 tao cáp còn lại):

$P_0 = (P_0 \times 11) / 12$ A_0 còn lại không thay đổi. Sự thay đổi này được áp dụng cho cả hai đầu cáp.

- Sau khi xem độ tụt của các nút neo và trước khi hạ áp lực xuống 0 bar, đánh dấu lên các tao cáp có bị trượt sau khi tháo kích ra không.

5.8.9.8.3. Kiểm tra độ dẫn dài cuối cùng A_0

Ở áp lực cuối cùng P_0 người phụ trách tính độ dẫn dài A_0 và kiểm tra xem A_a thực có nằm trong khoảng $0,95 A_a$ và $1,1 A_a$ không. Nếu việc kiểm tra A_a được thực hiện chuẩn thì $0,95 A_0 < A_0 \text{ thực} < 1,1 A_0$.

5.8.9.8.4. Kiểm tra độ tụt của nút neo

Lực truyền từ kích thủy lực đến neo chủ động gây ra hiện tượng nút neo bị tụt vào vị trí của chúng. Độ tụt này của nút neo phải được kiểm tra, sau khi áp dụng P_0 người phụ trách kết thúc tính toán. Nếu không có sự cố nào đáng kể người điều khiển cho hạ áp suất xuống 50 bar và thực hiện phép đo mới giữa con trỏ đo và kích thủy lực.

Số đo này được ghi vào phiếu căng kéo sau đó người phụ trách tính toán độ tụt tổng:

Độ tụt tổng = độ tụt các nút neo + độ co ngót đàn hồi của đoạn cáp giữa neo chủ động đến neo công tác phía sau kích.

Người phụ trách tính độ tụt tĩnh:

Độ tụt tĩnh = độ tụt tổng – độ hiệu chỉnh của các nút neo.

5.8.9.9. Bom vừa bảo vệ cáp

5.8.9.9.1. Chọn cấp phối vừa

- Phun vừa xi măng vào các ống gel là để đảm bảo 1 lớp bảo hộ hoàn hảo cho các cáp thép dự ứng lực để tránh các tác nhân ăn mòn như nước chẳng hạn.

- Vữa xi măng đông cứng đảm bảo mối liên kết cơ học giữa các bó cáp với cấu trúc cầu.

Vữa dùng để bơm bảo vệ cáp phải thỏa mãn các điều kiện sau:

+ Cường độ vữa R28 : M400

+ Độ linh động : 12 giây đến 14 giây

+ Độ tách nước sau 3h phải < 2%

Với kết quả thí nghiệm mẫu vữa trong phòng thí nghiệm và thực tế tại hiện trường đạt M400 để bơm cho tất cả các bó cáp.

5.8.9.9.2. Bơm vữa các bó cáp

Khi căng cáp xong tiến hành bơm vữa bảo quản cáp ngay (không để chậm quá 4 ngày).

5.8.9.9.3. Kiểm tra độ kín của ống gel

- Trước khi bơm vữa ép cáp, mỗi ống gel phải được thí nghiệm bằng khí nén để đảm bảo các ống thông hơi được tốt và ống gel được khô.

Cách làm:

a) Sau khi tạo đường ren trên ống thông gió, nối vào đáy một đầu nối nhanh.

b) Một ống mềm dẫn khí nén có trang bị 1 van và 1 áp kế 0/10 bar được nối vào ống phun.

c) Van mở, khí thoát ra qua các ống thoát giữa, nó cho phép kiểm tra vận hành của chúng.

d) Các ống tháo rửa được đóng lại bằng cách gấp lại và lấy dây thép buộc. Để cho áp lực lên tới tối đa 3 bar.

e) Việc thử áp lực này là kiểm tra độ kín của các ống gel, áp lực này phải kéo dài trong 3 phút và độ tụt cho phép của áp lực là 1 bar trong 3 phút.

f) Nếu áp lực tụt nhanh hơn phải tìm ra nguyên nhân và sửa chữa sau đó thử lại bằng hơi.

- Khi các thí nghiệm hơi đã được tiến hành và các cáp đều có thể phun vữa được, người phụ trách phun vữa tính và chuẩn bị lượng xi măng cần thiết cho đợt phun đã được báo trước (biết trước số ống cần phun).

Việc chuẩn bị xi măng phải tiến hành trước phun vữa 1 ngày. Khối lượng vữa cần thiết cho ống gel $\phi 80$ là $3,3\text{lít} / 1\text{m} \times 1,2 = 4\text{lít/m}$ (1,2 là hệ số hao hụt).

- Bố trí trạm trộn, bơm phun chính và 1 bơm dự phòng, thùng nước, bơm nước, máy phát điện dự phòng, máy nén khí. Phải chuẩn bị trước 1 ngày.

- Nếu nước cần phải làm lạnh, cho đá cây vào trong thùng nước đêm hôm trước ngày phun vữa (các đợt phun vữa bao giờ cũng phải bắt đầu từ sáng sớm).

- Ngày bơm vữa, cần phải chuẩn bị đầy đủ các thiết bị sau đây:

+ Phương tiện thông tin liên lạc (ít nhất hai máy bộ đàm).

+ Lượng phụ gia đầy đủ theo chỉ dẫn của hãng sản xuất phụ gia.

- + Thùng đóng phụ gia để rót phụ gia vào.
- + Dụng cụ liên quan cần thiết (bơm hoặc ống mềm).
- + Đủ số lượng ống phun mềm.
- + Các ống mềm dẫn khí, nén khí.
- + Đầu nối nhanh cho các ống thông hơi và ống phun mềm.
- + Phễu MARSCH.
- + Đồng hồ bấm giây.
- + 1 ống nghiệm có khắc độ 1000ml.
- + 3 ống nghiệm có khắc độ 300ml.
- + 3 khuôn lập phương x - x để lấy mẫu ép 28 ngày.
- + 5 xô để lấy vữa thải.
- + 1 máy bơm nước áp lực cao để rửa dụng cụ.
- Trước khi sản xuất vữa phải bôi 1 lớp dầu chống dính vào trạm trộn và máy bơm vữa.
- Trước khi bơm, cho bơm vận hành trong mạch đóng với 1 thùng nước để chắc chắn là không bị hở.
- Trong trường hợp bị hở hơi phải tìm ra nguyên nhân, sửa chữa và thử lại (tốt nhất là tiến hành các thao tác này ngay trước hôm bơm vữa).
- Thời gian bơm vữa phải luôn có 1 thợ điện thường trực.

5.8.9.9.4. Bơm vữa

1. Khi bắt đầu bơm vữa người phụ trách phải kiểm tra và ghi lại

- Độ lỏng: giá trị lấy được với giá trị khi thí nghiệm cấp phối mẫu không được chênh nhau quá ± 3 giây.

- Độ rỉ nước: 1 ống nghiệm 200ml được rót đầy và kiểm tra độ rỉ ra trong vòng 3h.

- Nhiệt độ: đo nhiệt độ môi trường, nước, phụ gia, xi măng.

2. Trong khi phun vữa người phụ trách kiểm tra và ghi lại

- Độ lỏng khi sản xuất (3 lần).

- Độ lỏng khi vào và ra ống gel (2 lần). Giá trị giữa đầu vào và ra không được chênh nhau quá 4 giây.

- Độ rỉ nước: lấy 1 ống nghiệm ở đầu vào và đầu ra của ống gel.

- Nhiệt độ: đo nhiệt độ môi trường, nước, phụ gia, vữa.

- Đúc mẫu vữa lập phương.

3. Bơm lắp ống gel

- Người điều khiển máy bơm cũng như người điều khiển theo dõi tiến độ của vữa luôn phải có 1 máy bộ đàm.
- Sục các ống mềm và cố định chúng vào thùng vữa của trạm trộn CM 200 L.
- Cho bơm chạy cho đến khi vữa bắt đầu ra ở đầu ống phun mềm. Nghe mệnh lệnh qua máy bộ đàm để dừng bơm và đóng van ống phun mềm lại.
- Nối ống mềm vào đầu lỗ phun, các ống thông hơi trung gian bao giờ cũng phải mở hết.
- Theo mệnh lệnh qua máy bộ đàm, bắt đầu tăng dần lưu lượng của bơm lên. Tốc độ bơm lý tưởng là từ 16 đến 20m / 1 phút.
- Một người điều khiển giữ đầu ra của ống thông hơi trung gian vào trong xô, để cho vữa chảy cho đến khi vữa đông chất và không có bọt khí, thường thì nên để cho vữa chảy từ 3 đến 6 lít, khi đã thoả mãn các điều kiện này gấp ống thông hơi lại.
- Khi vữa xuất hiện ở đầu ống thông cuối cùng, để cho vữa chảy cho đến khi vữa đông chất và không có bọt khí, thường thì nên để cho vữa chảy từ 6 đến 10 lít (nơi mà người điều khiển giữ đầu ra vào trong xô) người này ra lệnh trong bộ đàm giảm tốc độ bơm, việc tẩy tháo được thực hiện và ống thông được gấp lại cùng lúc bơm dừng.
- Người cầm bộ đàm ra lệnh để áp lực 5 bar trong 1 phút. Việc sử dụng áp lực thực hiện với chế độ tối thiểu của bơm.
- Khi áp suất đã thoả mãn, người điều khiển ra lệnh đóng van của lỗ thông và của ống phun mềm và nối với các bó cáp tiếp theo.

Chú ý: Người điều khiển bơm phải đảm bảo cho các ống hút mềm chìm hẳn vào trong vữa và không hút khí vào. Nếu mực vữa trong thùng còn quá ít, cho bơm vận hành ở chế độ tối thiểu thậm chí dừng lại và chờ 1 hoặc 2 mẻ vữa phụ rót vào thùng chứa.

5.8.9.5. Kiểm tra chất lượng

1. Kiểm tra vữa

- Lượng nước / xi măng / phụ gia.
- + Lượng nước sử dụng cho 100 kg xi măng.
- + Lượng phụ gia sử dụng cho 100 kg xi măng.

2. Kiểm tra độ lỏng

Độ lỏng của vữa được kiểm tra bằng nón phễu MARSCH, thời gian chảy của 1 lít vữa phải ở trong khoảng 12 - 14 giây ở nơi sản xuất và không được vượt quá 25 giây sau 3h, trong vòng 4h cứ sau 30 phút kiểm tra 1 lần.

3. Độ rỉ nước

Dùng 1 ống nghiệm 200 ml được rót đầy và kiểm tra độ rỉ ra ở bề mặt vữa không được vượt quá 2% trong vòng 3h.

4. Nhiệt độ

Nhiệt độ của vữa được đo 30 phút 1 lần trong vòng 4h. Nhiệt độ của vữa không được quá 30° nếu nhiệt độ lớn hơn 30° thì có nghĩa là nước phải được làm lạnh bớt bằng cách dùng nước đá.

5. Kiểm tra cường độ cơ học

- Khi liều lượng nước đã ổn định, lấy các mẫu thử để kiểm tra cường độ cơ học của vữa theo các mẫu sau đây:

+ Mẫu lập phương $5 \times 5 \times 5$ cm để kiểm tra cường độ chịu nén, nó phải đạt được cường độ > M400 sau 28 ngày.

6. Kiểm tra độ co ngót

Độ co ngót phải được đo bằng khối $4 \times 4 \times 16$ nó phải < 0,03%.

7. Kiểm tra thời gian bắt đầu và kết thúc đông kết

Vữa phun không được bắt đầu đông cứng trước 3h và phải kết thúc đông cứng trước 24h.

5.8.10. Chu kỳ công nghệ chế tạo các đốt dầm hộp

Chu kỳ chế tạo các đốt dầm đúc hẫng là bắt buộc đối với mỗi phương pháp thi công:

5.8.10.1. Đối với các khối đúc trên đỉnh trụ K0

Chu kỳ này phải kéo dài do:

+ Làm hệ đà giáo gắn vào trụ bằng các thép I400 chôn sẵn vào trụ và lắp mở rộng trụ bằng các kết cấu thanh vạm năng YUKM 60.

+ Thử tải hệ đà giáo: Để kiểm tra độ bền của đà giáo, tiến hành từng bên bằng các phao bơm đầy nước có tải trọng 1,25 lần tải trọng phần bê tông của khối K0 tác dụng lên một bên đà giáo, số liệu đo độ võng dùng để điều chỉnh cao độ ván khuôn khi đúc khối K0.

+ Do chiều cao và khối lượng bê tông của đốt trên đỉnh trụ lớn, nên khối đúc này phải chia làm 03 đợt bê tông, để bảo đảm việc cấp bê tông với chiều cao rơi tự do thấp, bảo đảm thời gian đúc không quá dài ảnh hưởng đến phần bê tông đã ninh kết trong khi phần bê tông mới đang đầm, đồng thời nó đảm bảo việc đầm bê tông được tốt hơn.

Nhưng do phải đúc làm nhiều lần nên ván khuôn trong và cốt thép đều phải phân đoạn. Trước khi đổ bê tông khối sau cần phải tạo nhám, đặt cốt thép và lắp ván khuôn cho đợt tiếp.

+ Việc đặt cốt thép khối đỉnh trụ cũng rất khó khăn do cốt thép dày đặc, hệ thống các ống tạo lỗ ở đây có số lượng lớn nhất, lại phân ra làm nhiều lần đặt phục vụ nhiều đợt đổ bê tông.

+ Sau khi đúc xong khối K0 phải chờ công tác lắp 02 xe đúc lên trên khối K0, thử tải xe đúc hẫng và chỉ khi mọi công việc này hoàn thành mới có thể tiến hành thi công các đốt khác bằng phương pháp đúc hẫng cân bằng.

Kinh nghiệm thi công khối K0 phải mất từ 2,5 đến 3 tháng.

5.8.10.2. Đối với các khối đúc hẫng

- Đổ bê tông khối dầm:	1 ngày.
- Tháo ván khuôn, bịt đầu dầm, tạo nhám:	1 ngày.
- Vệ sinh ống tạo lỗ, luồn cáp DUL:	1 ngày.
- Kéo căng, chuyển ván khuôn sang khối đúc mới:	1 ngày.
- Bơm vữa bảo vệ cáp:	1 ngày.
- Lắp cốt thép, ống gel, neo:	1 ngày.
- Hoàn thiện nghiệm thu:	1 ngày.
Tổng cộng:	7 ngày.

5.8.11. Công tác nghiệm thu

5.8.11.1. Kích thước chi tiết cấu kiện phải được kiểm tra ngay sau khi dựng ván khuôn, sai số cho phép quy định như sau

- Chiều dày thành hộp : 505^{+5}_{-0} mm.
- Chiều dày bản đáy hộp: 300^{+5}_{-0} mm.

5.8.11.2. Kích thước mặt cắt hộp phải được kiểm tra ngay sau khi đúc xong một khối, sai số cho phép quy định

- Bề rộng bản mặt : 10600 ± 5 mm.
- Bề rộng đáy hộp : $b \pm 5$ mm.
- Chiều cao đốt : $h \pm 5$ mm.
- Đường tim đốt : ± 5 mm.

5.8.11.3. Khi tháo ván khuôn phải có biện pháp ngăn ngừa đốt bị sứt mẻ, hư hỏng. Nếu cục bộ bị sứt mẻ phải có biện pháp xử lý tỉ mỉ, đảm bảo tiêu chuẩn kỹ thuật

5.8.11.4. Khi đổ bê tông và trước khi căng kéo DUL, nhất thiết các khối phải có lý lịch đầy đủ, rõ ràng, đảm bảo các chỉ tiêu kỹ thuật quy định.

5.8.11.5. Khi kéo thép xong cần phải kiểm tra tổng thể cả dầm khung T.

Quy định sai số cho phép như sau:

Chiều dài toàn cánh T : $L_1 \pm 10\text{mm}$.

Chiều cao hộp tại mặt cắt: $h \pm 5\text{mm}$.

5.8.12. Những điều chú ý về kỹ thuật an toàn

5.8.12.1. Trước khi đổ bê tông các cốt dầm hộp phải nắm vững số liệu khí tượng thủy văn thật chắc chắn, không đổ bê tông khi mưa và khi gió trên cấp 5.

5.8.12.2. Chỗ bố trí người làm việc, đường đi lại trên hệ nổi, sàn công tác phải lát ván, có lan can và lưới an toàn tại những chỗ cần thiết. Ban đêm phải bố trí ánh sáng đầy đủ.

5.8.12.3. Tất cả các máy móc thiết bị vận hành phải tuyệt đối tuân theo quy trình thao tác và an toàn hiện hành.

5.8.12.4. Tất cả mọi người phải tuân theo lệnh của người chỉ huy.

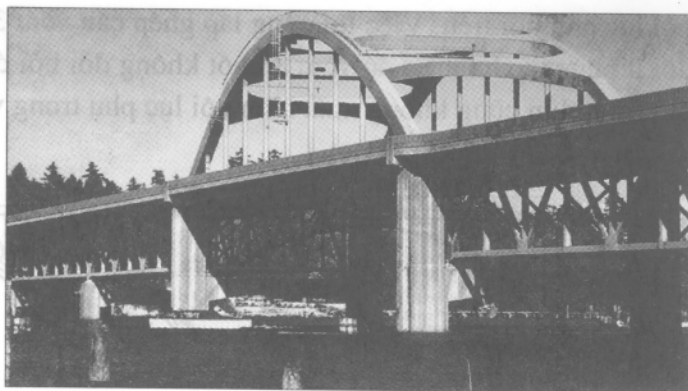
5.8.12.5. Khi gặp các sự cố như: Bê tông tươi không đảm bảo chất lượng, căng thép bị tụt, tào cáp, bơm vữa bị tụt tào cáp, bơm vữa bị tắc... phải báo cáo ngay cho người chỉ huy để có biện pháp xử lý thích đáng.

5.8.12.6. Mọi người tham gia thi công dầm hộp phải được học để thực hiện đầy đủ các quy định của bản công nghệ này.

5.8.12.7. Đơn vị trực tiếp thi công phải căn cứ vào tình hình cụ thể ở công trường, các quy định của Nhà nước và bản hướng dẫn công nghệ này để xây dựng phương án an toàn lao động, kèm theo phương án tổ chức thi công thực hiện và ban hành các quy định về an toàn ở đơn vị mình.

Chương 6

CẦU VÒM ỐNG THÉP NHỒI BÊTÔNG



6.1. CÁC SƠ ĐỒ CẦU VÒM VÀ CẦU DẦM - VÒM LIÊN HỢP

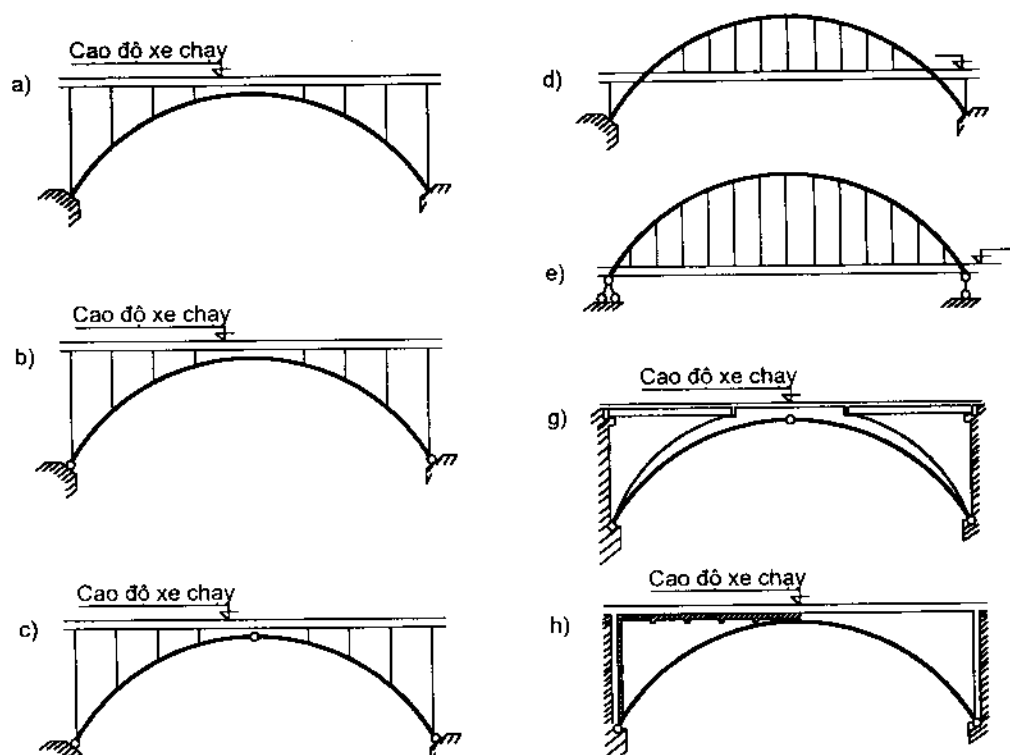
Kết cấu chịu lực chủ yếu trong cầu vòm là kết cấu vòm có cấu tạo rất đa dạng (cuốn vòm, sườn vòm v.v...). Nói chung, đó là các bản cong hoặc thanh cong mà hai đầu được liên kết chốt hoặc liên kết ngàm với mố trụ cầu để chúng không thể chuyển vị theo hướng nằm ngang được. Do đó tác động tĩnh tải và hoạt tải thẳng đứng lên kết cấu nhịp sẽ gây ra trong trụ mố các lực đẩy ngang và gây ra trong vòm các lực nén, mômen uốn lực cắt. Khi lựa chọn dạng đường trục vòm hợp lý cho trùng với đường cong áp lực của nó thì hầu như có thể tránh được mômen uốn vòm dưới bất kỳ tĩnh tải nào. Tuy nhiên vì trên cầu có hoạt tải chạy qua nên không thể tránh được xuất hiện mômen uốn vòm do hoạt tải. Kết quả là mặt cắt vòm luôn chịu nén lệch tâm. Điều kiện làm việc đó tương đối phù hợp với tính chất vật liệu bê tông là chịu nén tốt. Khi thiết kế một cách hợp lý thì trị số mômen uốn vòm không lớn. Do đó các kết cấu nhịp vòm tiết kiệm vật liệu hơn các kết cấu nhịp dầm có cùng trị số khẩu độ và tải trọng (xét riêng biệt về mặt vật liệu làm kết cấu nhịp).

Tuy nhiên, các lực đẩy ngang ở chân vòm truyền lên mố trụ khá lớn, do đó phải tăng kích thước nền móng và tăng khối lượng vật liệu làm mố trụ. Trường hợp nền đất càng yếu thì phí tổn xây dựng mố trụ cầu vòm càng lớn. Như vậy, nói chung khi lựa chọn phương án cầu phải xét toàn diện cả phân kết cấu nhịp và phân mố trụ.

Khuyết điểm chung của phần lớn các cầu vòm BTCT đã xây dựng trước đây là phải tốn nhiều vật liệu, công lao động và thời gian để làm đà giáo giá vòm cũng như các công trình phụ tạm khác phục vụ thi công vòm. Một số cầu vòm đã được thi công lắp hẫng hay đúc bê tông hẫng nhưng công nghệ rất phức tạp so với thi công kết cấu nhịp dầm hay khung.

Có thể áp dụng sơ đồ vòm không chốt, vòm hai chốt, vòm ba chốt để làm cầu vòm. Tiết kiệm nhất và cấu tạo đơn giản nhất là sơ đồ cầu vòm không chốt (hình 6 - 1a). Tuy nhiên đây là sơ đồ kết cấu siêu tĩnh bậc 3 nên có xuất hiện các lực phụ do co ngót, từ biến bê tông, do thay đổi nhiệt độ, đặc biệt là do lún mố trụ khi nền đất không đủ vững chắc. Sơ đồ cầu vòm 2 chốt (hình 6 - 1b) có bậc siêu tĩnh ít hơn (có 1 bậc siêu tĩnh) nên các nội lực phụ cũng nhỏ hơn, chẳng hạn khi mố trụ bị lún thẳng đứng thì trong vòm không xuất hiện mômen phụ. Sơ đồ cầu vòm 3 chốt (hình 6 - 1c) là sơ đồ kết cấu tĩnh định nên không có các

nội lực phụ nói trên. Việc thi công lắp ghép cầu vòm 3 chốt từ các nửa vòm đối xứng tương đối ít phức tạp hơn. Sơ đồ vòm 3 chốt không đòi hỏi điều kiện địa chất thật vững chắc (nếu móng bị lún cũng không xuất hiện nội lực phụ trong vòm).



Hình 6.1. Các sơ đồ cầu vòm

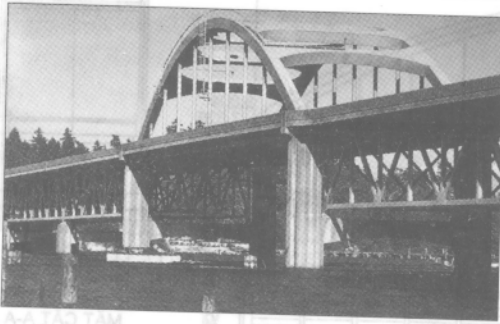
a) Cầu vòm không chốt; b) Cầu vòm hai chốt; c) Cầu vòm ba chốt; d) Cầu vòm chạy giữa; e) Cầu vòm chạy dưới; g) Cầu vòm có dầm đeo; h) Cầu vòm đĩa.

Xét về mặt độ cứng thì cầu vòm không chốt là cứng nhất, cầu vòm 3 chốt là kém cứng nhất. Do đó các cầu vòm đường sắt đều là vòm không chốt. Ngày nay ở nước ngoài đã xây dựng cả những cầu vòm không có lực đẩy ngang vào móng. Các lực đó sẽ do thanh căng nằm ngang của kết cấu nhịp chịu kéo. Như vậy móng cầu vòm đó làm việc giống như móng của cầu dầm.

Tham số quan trọng nhất của sơ đồ vòm là tỷ số giữa đường tên vòm f với nhịp vòm l . Tỷ số này càng nhỏ tức là vòm càng thoải thì lực đẩy ngang càng lớn và ngược lại. Trong thực tế nên dùng tỷ lệ $\frac{f}{l} \approx \frac{1}{4} - \frac{1}{6}$. Cá biệt đã có cầu vòm mà $\frac{f}{l} \approx \frac{1}{10} - \frac{1}{16}$.

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 nửa hoạt tải rải đều tương đương thì mômen là nhỏ nhất. Tuy nhiên cầu vòm BTCT có đặt cốt thép nên có thể áp dụng dạng đường trục vòm là đường parabol. Cần lưu ý là trên vòm có các lực tập trung rất lớn tác dụng từ các cột trên vòm lên vòm (hình 6 - 1).

Với các cầu vòm lắp ghép nhịp nhỏ nên dùng dạng đường trục vòm là cung tròn để dễ chế tạo hàng loạt các khối lắp ghép. Tuy nhiên, sẽ tốn thêm nhiều cốt thép để chịu kéo.



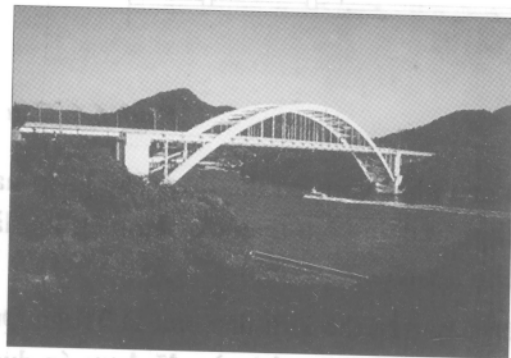
Hình 6.2. Cầu vòm chạy dưới



Hình 6.3. Cầu vòm chạy trên



Hình 6.4. Cầu vòm đường sắt Dumoulin (Pháp)

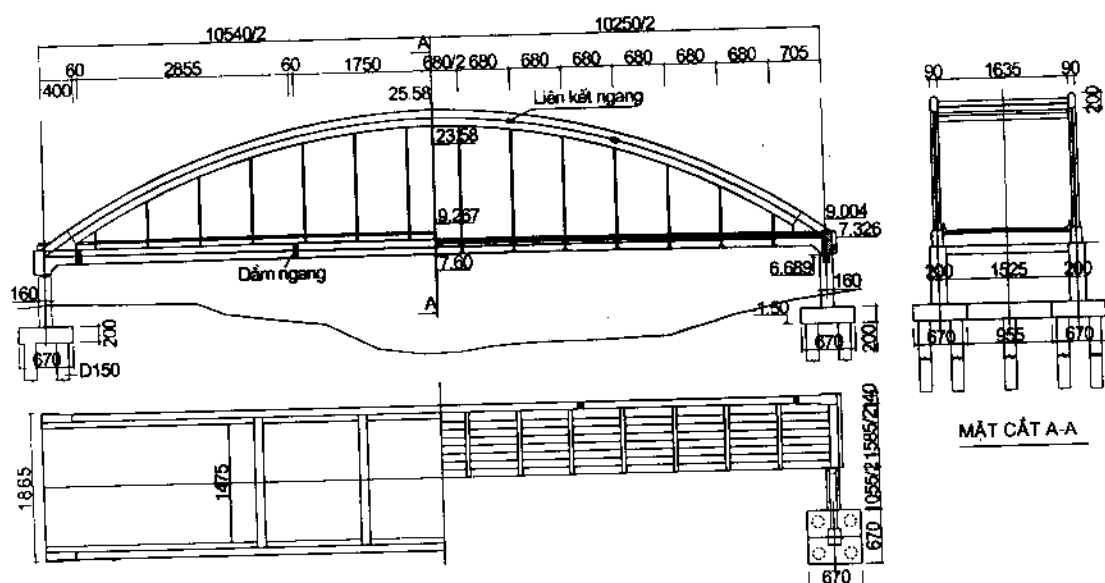


Hình 6.5. Cầu vòm chạy giữa

Căn cứ vào vị trí cao độ của mặt xe chạy so với cao độ đỉnh vòm có thể phân loại ra: cầu vòm chạy trên, cầu vòm chạy giữa, cầu vòm chạy dưới, (hình 6.1a, d, e). Nói chung, cầu vòm chạy trên là tiết kiệm vật liệu nhất và khoảng cách giữa các sườn vòm có thể lấy nhỏ hơn so với bề rộng mặt cầu, kích thước móng trụ cũng lấy nhỏ hơn, cấu tạo mặt cầu đơn giản hơn, cao độ đỉnh trụ được hạ thấp xuống. Kết cấu nhịp 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 gió ngang v.v... 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 là một hệ thống không gian phức tạp gồm nhiều bộ phận cùng tham gia chịu lực chung. Chẳng hạn, trong cầu vòm trên thì phần hệ dầm và 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 ở đầu trên cột với dầm dọc và ở đầu dưới cột với vòm.



Hình 6.6. Cầu vòm chạy dưới

Kết cấu nhịp vòm có thể được lắp ghép hay đúc bê tông tại chỗ trên các giá vòm. Đôi khi chỉ phân chia vòm thành 2 cấu kiện lớn là 2 nửa vòm để thi công bằng trụ nổi hay lắp hẫng cho nhanh.

Hiện nay trên thế giới đặc biệt là Trung Quốc đang làm rất nhiều các cầu vòm ống thép nhồi bê tông và công nghệ này đã được áp dụng ở Việt Nam như cầu Ông Lớn. Trong giáo trình này có đề cập đến một số vấn đề cơ bản nhất về cấu tạo, công nghệ thi công và cơ sở tính toán của cầu vòm ống thép nhồi bê tông đang được áp dụng tại nước ta.

6.2. CẦU VÒM BẰNG ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

6.2.1. Đặc điểm và phạm vi sử dụng

Cầu vòm sử dụng ống thép tròn nhồi bê tông là loại kết cấu nhịp được sử dụng từ đầu thế kỷ XX. Thông thường cầu nhỏ có khẩu độ nhịp từ 15 ÷ 60m. Tuy nhiên có những cầu có chiều dài nhịp $L > 100$ m. Hiện nay ở Việt Nam cũng đã và đang xây dựng loại cầu này ở đồng bằng sông Cửu Long với khẩu độ khoảng 60 ÷ 90m nhưng chưa nhiều.

Dùng ống thép nhồi bê tông có các ưu điểm:

- Bê tông nhồi trong ống thép không những không bị co ngót mà trái lại còn nở thể tích, tạo điều kiện cho bê tông và vỏ thép cùng làm việc dưới tác dụng của tải trọng khai thác.

- Việc nhồi bê tông đã tăng khả năng chống gié phía trong của ống thép, giảm độ mảnh của vòm, tăng độ ổn định cục bộ của vách ống thép. Nói chung ống tròn có độ cứng chống xoắn cao hơn các tiết diện hở khác.

- Lượng thép khi dùng ống tròn nhồi bê tông ít hơn so với kết cấu BTCT thông thường (tỷ lệ tiết kiệm thép khoảng 40%) và giá thành của kết cấu ống nhồi bê tông so với kết cấu BTCT thấp hơn. Mặt ngoài ống tròn thép dễ bảo vệ chống gỉ hơn các loại tiết diện có hình dạng phức tạp.

Do những đặc điểm nói trên, cầu vòm làm bằng ống thép nhồi bê tông có thể được xem là một giải pháp có lợi khi làm cầu vượt qua các nhịp trên 100m.



Hình 6.7. Cầu vòm làm bằng ống thép nhồi bê tông (đang thi công)



Hình 6.8. Cầu vòm làm bằng ống thép nhồi bê tông (đang thi công)

6.2.2. Cấu tạo cầu vòm làm bằng thép ống nhồi bê tông

Thông thường chiều dài kết cấu nhịp $L = 60 \div 100\text{m}$. Nhìn tổng thể cấu tạo một cầu vòm làm bằng ống thép nhồi bê tông gồm có các bộ phận sau:

- Các vòm chính được làm bằng ống thép, sau khi lắp ráp người ta sẽ tiến hành nhồi bê tông vào trong ống thép. Do đó bê tông sẽ tham gia chịu lực cùng vòm ống thép. Vòm bằng thép ống $\phi = 500 \div 1000\text{mm}$, dày $12 \div 22\text{mm}$, nhồi bê tông mác $400 \div 500$ có thép tăng cường.



Hình 6.9. Biên vòm



Hình 6.10. Cấu tạo chỗ nối biên vòm với giằng ngang

- Dầm bê tông cốt thép chịu lực do tải trọng khai thác và tải trọng tĩnh tác động. Dầm bê tông cốt thép được đúc sẵn sau đó đem ra công trường lắp ráp.

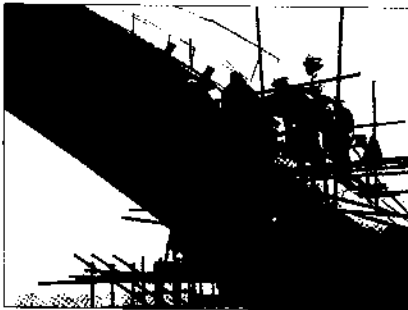
- Bản mặt cầu dày 15cm. Cốt thép ở bản và cốt thép ở sườn dùng loại AII (với thép chịu lực chính) và AI (với thép đai, cốt thép cấu tạo). Để trừ 4 hố vị trí của chân vòm thép.
- Thanh treo cũng được làm bằng ống thép được liên kết với vòm chính bằng đường hàn.
- Gối cầu thường dùng loại gối cao su bản thép đặt dưới hai sườn dọc của vòm chính.

6.2.3. Thi công cầu vòm làm bằng ống thép nhồi bê tông

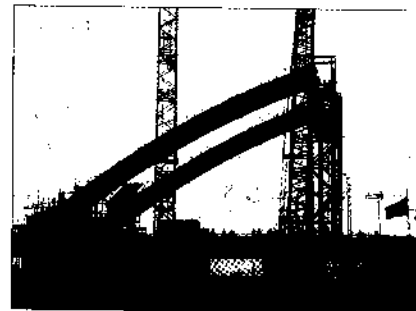
Dự kiến cầu được thi công theo các bước công nghệ như sau:

1. Thi công hai mố.
2. Làm giàn giáo tạm trên sông, dựng hai giá long môn đối xứng qua tim cầu để thi công hệ thống vòm chính.
3. Gia công các đoạn ống vòm thép và lắp ráp vòm chính.
4. Lắp các giằng ngang.
5. Lắp hệ mặt cầu và các thanh treo, điều chỉnh lực căng của thanh treo và cao độ mặt cầu.
6. Nhồi bê tông mác 400 ÷ 500 vào ống thép.
7. Tháo các nêm của dầm BTCT.
8. Hoàn thiện cầu, thử tải.

Một số hình ảnh thi công cầu vòm ống thép nhồi bê tông (cầu Ống Lớn):



Hình 6.11. Lắp biên vòm vào chân vòm



Hình 6.12. Lắp các biên vòm tiếp theo



Hình 6.13. Lắp biên vòm tiếp theo



Hình 6.14. Lắp liên kết ngang

6.3. CƠ SỞ THIẾT KẾ CẦU VÒM ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

6.3.1. Tính toán cầu vòm ống thép nhồi bê tông

Với việc đưa mô hình kết cấu hệ vòm về hệ thanh, có thể dùng một số các chương trình chuyên dụng hoặc chương trình tính kết cấu SAP2000 để giải bài toán như sau:

Do cầu vòm làm bằng ống thép nhồi bê tông liên kết tại các nút nên vòm ống thép nhồi bê tông cốt thép có thể được mô tả bằng phần tử thanh liên kết ngàm tại các nút.

Vòm chính được gối trên hai đầu vòm một đầu là gối cố định còn đầu kia là gối di động.

Các thanh treo được mô tả bằng phần tử thanh khớp tại các đầu.

Gán tải trọng tác dụng lên vòm.

Tính toán theo các biện pháp thi công thì có thể chia vòm thành hai dạng:

- Hệ dầm vòm làm việc đồng thời.
- Hệ dầm vòm làm việc độc lập.

6.3.1.1. Hệ dầm vòm làm việc đồng thời

6.3.1.1.1. Mô hình tính toán

- Vòm ống thép nhồi bê tông được mô tả bằng các phần tử thanh các đầu liên kết ngàm.
- Hai dầm chủ BTCT DƯỠNG được mô tả bằng các phần tử thanh nối với vòm tại các đầu nút qua các thanh treo.
- Hệ kết cấu vòm - dầm gối lên một gối di động và một gối cố định.
- Dây treo được nối hệ thống dầm vào vòm thép ống nhồi bê tông được mô tả bằng phần tử thanh khớp tại các đầu.

6.3.1.1.2. Các giai đoạn làm việc

Hệ kết cấu làm việc theo hai giai đoạn:

Giai đoạn 1: Hệ kết cấu chỉ gồm hệ vòm, thanh căng, dầm ngang đầu nhịp và chưa có hệ mặt cầu. Trong giai đoạn này ống vòm làm việc theo tiết diện thép và chịu tải trọng bản thân, tải trọng do dây căng và tĩnh tải của bê tông nhồi.

Giai đoạn 2: Thi công hệ mặt cầu. Hệ kết cấu chịu tĩnh tải mặt cầu, lớp phủ, tải trọng xe khai thác, nhiệt độ, gió. Trong giai đoạn này ống vòm làm việc theo tiết diện liên hợp.

6.3.1.2. Hệ dầm vòm làm việc độc lập

6.3.1.2.1. Mô hình tính toán

- Vòm ống thép nhồi bê tông được mô tả bằng các phần tử thanh các đầu liên kết ngàm.
- Hệ kết cấu vòm - dầm gối lên một gối di động và một gối cố định.

- Dây treo được nối hệ thống dầm vào vòm thép ống nhồi bê tông được mô tả bằng phần tử thanh khớp tại các đầu.

- Hai dầm chủ BTCT DUL được mô tả bằng các phần tử thanh nối với vòm tại các đầu nút qua các thanh treo và được đặt trên các dầm giằng tại đầu vòm. Các dầm ngang bằng BTCT được mô tả bằng các thanh liên kết ngàm với hai dầm chủ.

6.3.1.2.2. Các giai đoạn làm việc

Hệ kết cấu làm việc theo hai giai đoạn:

Giai đoạn 1: Hệ kết cấu chỉ gồm hệ vòm, thanh căng, dầm ngang đầu nhịp. Trong giai đoạn này ống vòm làm việc theo nhiều trạng thái khác nhau. Trạng thái 1: thanh vòm làm việc theo tiết diện thép và chịu tải trọng bản thân, tải trọng do dây căng và tĩnh tải của bê tông nhồi. Trạng thái 2: thanh vòm làm việc theo tiết diện ống thép nhồi bê tông, lắp kết cấu mặt cầu. Tải trọng tác dụng lên kết cấu trong trạng thái này chỉ gồm hệ mặt cầu lắp ráp.

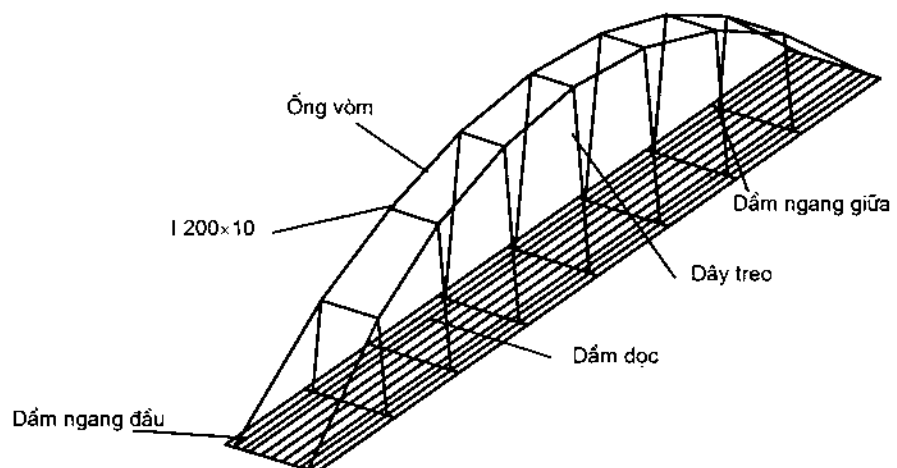
Giai đoạn 2: Hệ kết cấu làm việc theo mô hình khai thác, trong giai đoạn này hệ kết cấu chịu tác dụng của các tải trọng: hoạt tải, tĩnh tải lớp phủ mặt cầu, nhiệt độ, gió.

6.3.1.3. Ví dụ tính toán hệ dầm vòm làm việc độc lập bằng Sap2000

6.3.1.3.1. Sơ đồ kết cấu

Để rõ hơn về tính toán hệ dầm vòm này, giả sử tính toán một kết cấu vòm sau:

- Chiều dài kết cấu nhịp $L = 40 \div 50\text{m}$.
- Vòm bằng thép ống $D = 300 \div 350\text{mm}$, dày $6 \div 8\text{mm}$, nhồi bê tông mác $400 \div 500$ có thép tăng cường.
- Dầm bê tông cốt thép (thanh kéo) dạng bản để chịu lực kéo (do vòm gây ra). Các thanh treo bằng thép tròn $d = 30\text{mm}$.



Hình 6.15. Mô hình bài toán

6.3.1.3.2. Các số liệu nhập

SAP2000 v7.42 File: ARCH TRUSS Kgf-cm Units

STATIC LOAD CASES

STATIC CASE	CASE TYPE	SELF WT FACTOR
TEMPP	WIND	0.0000
TEMPN	WIND	0.0000
WLL	WIND	0.0000
WLR	WIND	0.0000
WNOLL	WIND	0.0000
WNOLR	WIND	0.0000
NGUOIDI	LIVE	0.0000
DULDV2	DEAD	0.0000
TTAI1	DEAD	1.0000
TTAI2	DEAD	0.0000
TTAI3	DEAD	0.0000
TTAI4	DEAD	0.0000

MATERIAL PROPERTY DATA

MAT LABEL	MODULUS OF ELASTICITY	POISSON'S RATIO	THERMAL COEFF	WEIGHT PER UNIT VOL	MASS PER UNIT VOL
STEEL	2100000.00	0.300	1.120E-05	7.850E-03	7.850E-06
CONC	253105.065	0.200	9.900E-06	2.403E-03	2.448E-06
OTHER	253105.065	0.200	9.900E-06	2.403E-03	2.448E-06
CONC500	380000.000	0.300	1.120E-05	0.000	0.000
CONC300	315000.000	0.300	1.120E-05	2.500E-03	2.500E-06

MATERIAL DESIGN DATA

MAT LABEL	DESIGN CODE	STEEL FY	CONCRETE FC	REBAR FY	CONCRETE FCS	EBAR FYS
STEEL	S	2100.000				
CONC	C	281.228	4218.418	281.228	2812.279	
OTHER	N					
CONC500	C	4.000	60.000	4.000	40.000	
CONC300	C	4.000	60.000	4.000	40.000	

FRAME SECTION PROPERTY DATA

SECTION LABEL	MAT LABEL	SECTION TYPE	DEPTH	FLANGE WIDTH TOP	FLANGE THICK TOP	WEB THICK	FLANGE WIDTH BOTTOM	FLANGE THICK OTTOM
TCANG	STEEL		1.520	1.520	0.000	0.000	0.000	0.000
DAMCHU	CONC300		40.000	120.000	15.000	30.000	0.000	0.000
DNGIUA	CONC300		40.000	200.000	15.000	20.000	0.000	0.000
ONGVOM	CONC500		40.000	40.000	0.000	0.000	0.000	0.000
DAYTREO	STEEL		3.200	3.200	0.000	0.000	0.000	0.000
BDOC	CONC300		15.000	22.000	0.000	0.000	0.000	0.000
I200X10	STEEL		20.000	10.000	0.820	0.520	10.000	0.820
BNGANG	CONC300		15.000	300.000	0.000	0.000	-0.000	0.000
DNDAU	CONC300		40.000	110.000	15.000	20.000	0.000	0.000
DNGIANG	CONC500		40.000	60.000	0.000	0.000	0.000	0.000
ONGTHEP	STEEL		40.000	0.000	0.000	0.800	0.000	0.000

FRAME SECTION PROPERTY DATA

SECTION LABEL	AREA	TORSIONAL INERTIA	MOMENTS OF INERTIA		SHEAR A2	AREAS A3
			I33	I22		
TCANG	1.815	0.524	0.262	0.262	1.633	1.633
DAMCHU	2550.000	300353.129	284577.206	2216250.00	1200.000	500.000
DNGIUA	3500.000	282235.418	253720.238	10016666.7	800.000	500.000
ONGVOM	1256.637	251327.412	125663.706	125663.706	1130.973	130.973
DAYTREO	8.042	10.294	5.147	5.147	7.238	7.238
BDOC	330.000	14310.210	6187.500	13310.000	275.000	275.000
I200X10	25.947	4.331	1777.384	136.882	10.400	13.667
BNGANG	4500.000	326868.756	84375.000	33750000.	3750.000	750.000
DNDAU	2150.000	180985.418	210467.539	1680416.67	800.000	375.000
DNGIANG	2400.000	751249.400	320000.000	720000.000	2000.000	000.000
ONGTHEP	98.520	37863.339	18931.670	18931.670	50.836	50.836

FRAME SECTION PROPERTY DATA

SECTION LABEL	SECTION MODULII		PLASTIC MODULII		RADIOI OF YRATION	
	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
TCANG	0.345	0.345	0.585	0.585	0.380	0.380
DAMCHU	10691.298	36937.500	20578.125	59625.000	10.564	9.481
DNGIUA	8559.237	100166.667	20937.500	152500.000	8.514	3.497
ONGVOM	6283.185	6283.185	10666.667	10666.667	10.000	0.000
DAYTREO	3.217	3.217	5.461	5.461	0.800	0.800
BDOC	825.000	1210.000	1237.500	1815.000	4.330	6.351
I200X10	177.738	27.376	201.098	42.241	8.276	2.297
BNGANG	11250.000	225000.000	16875.000	337500.000	4.330	6.603
DNDAU	7557.498	30553.030	15619.318	47875.000	9.894	7.957
DNGIANG	16000.000	24000.000	24000.000	36000.000	11.547	7.321
ONGTHEP	946.583	946.583	1229.483	1229.483	13.862	3.862

FRAME SECTION PROPERTY DATA

SECTION LABEL	TOTAL WEIGHT	TOTAL MASS
TCANG	113.956	0.114
DAMCHU	51000.000	51.000
DNGIUA	18987.500	18.988
ONGVOM	0.000	0.000
DAYTREO	510.353	0.510
BDOC	16500.000	16.500
I200X10	1037.471	1.037
BNGANG	27900.000	27.900
DNDAU	3332.500	3.333
DNGIANG	0.000	0.000
ONGTHEP	0.000	0.000

6.3.1.3.3. Kết quả tính toán

Kết quả tính toán xem cụ thể trong file text sau khi chương trình đã tính toán. Sau khi có được kết quả nội lực tiến hành kiểm toán theo 3 trạng thái giới hạn.

(Chú ý: Trong ví dụ này chỉ khai báo các đặc trưng vật liệu của hệ kết cấu).

6.3.1.4. Đặc điểm thiết kế cầu vòm ống thép nhồi bê tông

Việc thiết kế cầu vòm ống thép nhồi bê tông cần được thực hiện theo 3 trạng thái giới hạn. Tuy nhiên do đặc điểm cấu tạo của loại này khác với các loại cầu vòm khác nên khi kiểm toán có một số đặc điểm khác:

6.3.1.4.1. Khả năng chịu tải của ống thép nhồi bê tông khi chịu nén đúng tâm với tỷ số độ mảnh $\frac{L_0}{d} < 4$ và tỷ số $\frac{d}{t} \geq 20$ (d- đường kính cấu kiện, t- chiều dày ống thép) được xác định bằng công thức:

$$N_{uo} = A_c f_c (1 + 2\sqrt{\theta})$$

trong đó:

A_c - diện tích tiết diện lõi bê tông.

f_c - cường độ bê tông.

θ - hệ số xác định bằng biểu thức $\theta = \frac{A_s f_y}{A_c f_c}$.

A_s - diện tích tiết diện ống thép.

f_y - giới hạn chảy của cốt thép.

6.3.1.4.2. Khả năng chịu tải của ống thép nhồi bê tông khi chịu nén có xét đến uốn dọc được xác định bằng biểu thức:

$$N_u = \varphi . N_{uo}$$

Hệ số uốn dọc φ được xác định bằng biểu thức:

$$\varphi = 1 - 0,115 \sqrt{\frac{L_0}{d} - 4}$$

Khi $\frac{L_0}{d} \leq 4$ chọn $\varphi = 1$.

6.3.1.4.3. Khả năng chịu tải của ống thép nhồi bê tông chịu nén đúng tâm được xác định theo công thức trong “Kết cấu ống thép nhồi bê tông” của A.I.Kikin, R.S.Sanzharovski, V.A.Trull:

$$\phi_2 = m(R_{bt}'' F_{bt} + R_t'' F_t)$$

trong đó:

m - hệ số điều kiện làm việc.

F_{bt} - diện tích phần lõi bê tông nhồi.

F_t - diện tích của phần vỏ ống thép.

R_t'' - độ bền tính của vỏ ống thép, chính là trạng thái giới hạn mỏi của vỏ ống thép.

R_{bt}^n - độ bền tính toán của lõi bê tông, lấy theo bảng sau:

R (kG/cm ²)	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550
R_{bt}^n (kG/cm ²)	168	207	236	261	283	301	318	336	371	395

Khả năng chịu tải của ống thép nhồi bê tông chịu nén lệch tâm được xác định bằng biểu thức:

$$\phi = \phi_{BH} \cdot \phi_2$$

Hệ số uốn dọc ϕ_{BH} được xác định qua tra đồ thị theo cường độ bê tông (mẫu lăng trụ) loại thép vỏ ống (cường độ thép), độ mảnh quy đổi λ_{qd} và hệ số lệch tâm quy đổi m_{qd} được xác định bằng biểu thức:

$$\lambda_{qd} = \frac{L}{R} \sqrt{\frac{1}{0,5 - 0,25 \frac{1}{1 + \frac{\mu n}{k}}}}$$

$$m_{qd} = \frac{e}{R} \times \frac{1}{0,5 - 0,25 \frac{1}{1 + \frac{\mu n}{k}}}$$

trong đó: L - chiều dài của thanh.

R - bán kính lõi bê tông.

e - độ lệch tâm của lực nén.

$\mu = \frac{F_t}{F_{bt}}$ - hàm lượng thép.

F_{bt} - diện tích lõi của phần bê tông nhồi.

F_t - diện tích của phần vỏ ống thép.

$$k = \frac{\sigma_c^{bt}}{\sigma_c}; n = \frac{\epsilon_c^{bt}}{\epsilon_c}$$

$\epsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c}$ - biến dạng tương đối của vỏ ống thép.

σ_c, E_c : cường độ tính toán, mô đun đàn hồi của vỏ ống thép.

$\epsilon_c^{bt} = \frac{\sigma_c^{bt}}{E_c^{bt}}$: biến dạng tương đối của vỏ ống thép.

σ_c^{bt}, E_c^{bt} : cường độ tính toán, mô đun đàn hồi của bê tông lõi.

Trong trường hợp vỏ ống thép được làm bằng thép CT3, hệ số uốn dọc ϕ_{BH} có thể được xác định theo bảng tra sau:

λ_{qd}	φ_{BH} khi bê tông có mác		λ_{qd}	φ_{BH} khi bê tông có mác	
	250	500		250	500
10	0,988	0,988	70	0,782	0,800
20	0,963	0,974	80	0,654	0,731
30	0,931	0,950	90	0,691	0,663
40	0,888	0,922	100	0,527	0,588
50	0,850	0,893	110	0,461	0,518
60	0,791	0,852	120	0,400	0,450

Giá trị biến dạng của bê tông lõi ϵ_c^{bt} phụ thuộc vào cường độ bê tông được xác định qua bảng tra sau:

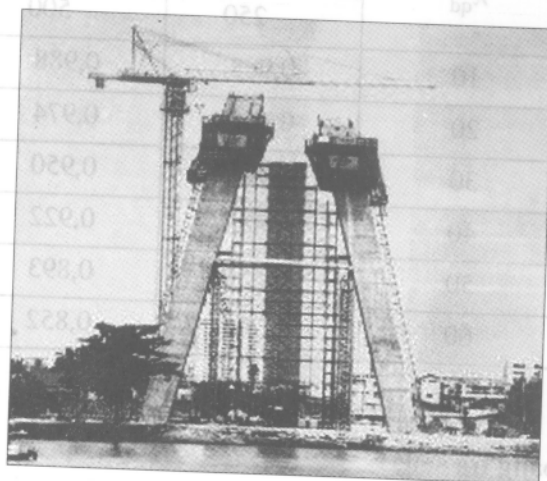
Mác bê tông	250	350	450	550
ϵ_c^{bt}	163.10^{-5}	156.10^{-5}	140.10^{-5}	130.10^{-5}

Khả năng chịu lực của ống thép nhồi bê tông được lấy như sau:

$$P = \min (N_u, \phi)$$

Chương 7

CƠ SỞ TÍNH TOÁN CẦU BÊTÔNG CỐT THÉP



7.1. TRIẾT LÝ THIẾT KẾ VÀ TRÌNH TỰ TÍNH TOÁN THIẾT KẾ KẾT CẤU NHỊP

Hiện nay ở Việt Nam song song hiện hành 2 Tiêu chuẩn để thiết kế cầu. Tiêu chuẩn thứ nhất với tên gọi là “Quy trình thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn”, số hiệu 22TCN - 18 - 79 đã được ban hành từ năm 1979 nên thường được gọi tắt là Quy trình 1979, nó được biên soạn dựa theo Quy trình năm 1962 và 1967 của Liên Xô cũ, vì vậy có nhiều nội dung không phù hợp hoặc thiếu khi dùng để thiết kế cầu đúc hẫng với các loại công nghệ mới, vật liệu mới. Hơn nữa Quy trình này không thuận lợi cho sự hội nhập về giao thông của Việt Nam với các nước khác trong khu vực. Tiêu chuẩn thứ hai mới được ban hành tháng 8-2001, với tên gọi “Tiêu chuẩn thiết kế cầu”, mã hiệu 22TCN 272-01, đã được biên soạn dựa theo Tiêu chuẩn AASHTO-1998 và có xét đến các điều kiện đặc thù của Việt Nam về khí hậu, động đất, môi trường, tình hình giao thông. Tiêu chuẩn này mang nội dung rất hiện đại và đang dần dần được áp dụng trong thiết kế các cầu lớn nói chung cũng như các cầu đúc hẫng nói riêng ở Việt Nam. Đã có nhiều sách viết về Quy trình năm 1979. Trong sách này sẽ chủ yếu giới thiệu Tiêu chuẩn mới năm 2001. Một số chỗ cần thiết sẽ bàn thêm và so sánh với Quy trình năm 1979.

7.1.1. Triết lý thiết kế

7.1.1.1. Tổng quát

Công trình cầu phải được thiết kế theo các trạng thái giới hạn quy định để đạt được các mục tiêu: thi công được, an toàn và sử dụng được, có xét đến các vấn đề: khả năng dễ kiểm tra, tính kinh tế và mỹ quan, hoà hợp với môi trường cảnh quan.

Bất kể dùng phương pháp phân tích kết cấu nào thì phương trình (22TCN 272 - 01. 1.3.2.1-1) luôn cần được thỏa mãn với mọi ứng lực và các tổ hợp được ghi rõ của chúng.

7.1.1.2. Các trạng thái giới hạn

7.1.1.2.1. Tổng quát

Mỗi cấu kiện và liên kết phải thỏa mãn phương trình sau ứng với mỗi trạng thái giới hạn, trừ khi được quy định khác. Đối với các trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn đặc biệt, hệ số sức kháng được lấy bằng 1,0. Mọi trạng thái giới hạn được coi trọng như nhau:

$$\sum \eta_i Y_i Q_i \leq \varphi R_n = R_r \quad (22TCN 272 - 01. 1.3.2.1-1).$$

với:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I > 0,95 \quad (22TCN 272-01. 1.3.2.1-2).$$

đối với tải trọng dùng giá trị $Y_{i\max}$;

hoặc

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1,0 \quad (22TCN 272 - 01. 1.3.2.1-3).$$

đối với tải trọng dùng giá trị $Y_{i\min}$

trong đó:

Y_i : hệ số sức kháng: hệ số nhân dựa trên thống kê dùng cho sức kháng danh định được ghi ở các phần 5, 6, 10, 11 và 12 của Tiêu chuẩn 22TCN 272 - 01.

η_i : hệ số liên quan đến tính dẻo, tính dư và tầm quan trọng trong khai thác.

η_D : hệ số liên quan đến tính dẻo được ghi ở điều 1.3.3 của 22TCN 272 - 01.

η_R : hệ số liên quan đến tính dư được ghi điều 1.3.4 của 22TCN 272 - 01.

η_I : hệ số liên quan đến tầm quan trọng trong khai thác được ghi ở điều 1.3.5.

Q_i : ứng lực.

R_n : sức kháng danh định.

R_r : sức kháng tính toán: φR_n .

Các bộ phận kết cấu được cấu tạo để thỏa mãn các yêu cầu tại trạng thái giới hạn sử dụng, trạng thái giới hạn môi, trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn các sự cố đặc biệt.

Các cấu kiện bê tông dự ứng lực toàn phần và bê tông dự ứng lực một phần đều phải được kiểm tra ứng suất và biến dạng cho từng giai đoạn có thể là tới hạn trong quá trình thi công, căng kéo dự ứng lực, xếp kho, vận chuyển và lắp ráp cũng như trong quá trình khai thác kết cấu mà chúng là một phần của kết cấu tổng thể.

Phải kiểm toán ứng suất tập trung gây ra do dự ứng lực hoặc do tải trọng, do biến dạng kiểm chế hoặc biến dạng cưỡng bức.

7.1.1.2.2 Trạng thái giới hạn sử dụng

Trạng thái giới hạn sử dụng phải xét đến như một biện pháp nhằm hạn chế đối với ứng suất, biến dạng và vết nứt dưới điều kiện sử dụng bình thường.

Các vấn đề cần phải được kiểm toán ở trạng thái giới hạn sử dụng bao gồm các kiểm toán về nứt, biến dạng và ứng suất trong bê tông.

Ứng suất nứt phải được so sánh với cường độ chịu kéo khi uốn.

7.1.1.2.3. Trạng thái giới hạn mỏi và phá hoại giòn

Trạng thái giới hạn mỏi phải được xét đến như một biện pháp nhằm hạn chế về biên độ ứng suất do một xe tải thiết kế gây ra với số chu kỳ biên độ ứng suất dự kiến.

Trạng thái giới hạn phá hoại giòn phải được xét đến như một số yêu cầu về tính bền của vật liệu theo Tiêu chuẩn vật liệu.

Không cần kiểm toán mỏi cho bản bê tông trong các kết cấu nhiều dầm.

Trong vùng chịu ứng suất nén tải trọng thường xuyên và dự ứng lực chỉ kiểm toán mỏi nếu ứng suất nén nhỏ hơn 2 lần ứng suất kéo lớn nhất gây ra do tổ hợp hoạt tải tính mỏi.

Không cần kiểm toán mỏi của cốt thép trong trường hợp cấu kiện bê tông dự ứng lực toàn phần được thiết kế đảm bảo cho ứng suất kéo ở thớ ngoài cùng theo trạng thái giới hạn sử dụng không vượt quá trị số giới hạn ứng suất kéo.

Khi cần phải xét đến điều kiện mỏi thì việc xác định phạm vi ứng suất phải dùng tổ hợp tải trọng tính mỏi.

Đặc trưng mặt cắt tính mỏi dựa trên mặt cắt đã bị nứt do tổng cộng ứng suất bởi tải trọng thường xuyên, dự ứng lực và 1,5 lần tải trọng gây mỏi là ứng suất kéo và vượt quá 0,25.

Đối với thanh cốt thép:

Phạm vi biến thiên ứng suất trong thanh cốt thép thẳng không được vượt quá:

$$f_r = 145 - 0,33f_{\min} + 55\left(\frac{r}{h}\right) \quad (22\text{TCN } 272 - 01. 5.5.5.2.1)$$

trong đó:

f_r : phạm vi biến thiên ứng suất (MPa)

$f_{\min}$: mức ứng suất nhỏ nhất theo giá trị đại số xảy ra do tổ hợp tải trọng mỏi như quy định trong bảng 3.4.1.1, lấy giá trị dương khi chịu kéo, giá trị âm khi chịu nén (MPa).

r/h : tỉ số giữa bán kính đáy với chiều cao của các biến dạng ngang đã trôi qua. Nếu giá trị thực này không biết, có thể lấy bằng 0,3.

Đối với bó cáp dự ứng lực:

Phạm vi biến thiên ứng suất trong bó cáp dự ứng lực không được vượt quá:

- 125 MPa đối với cáp có bán kính cong lớn hơn 9000mm và
- 70 MPa đối với cáp có bán kính cong nhỏ hơn 3600mm.

Đối với cáp có bán kính cong ở giữa các trị số 3600 mm và 9000 mm phạm vi biến thiên ứng suất có thể lấy theo trị số nội suy tuyến tính.

Đối với các mối nối hàn hoặc mối nối buộc chồng của cốt thép:

Đối với các mối nối hàn hoặc mối nối buộc chồng chịu tác dụng của các tải trọng trùng phục thì biên độ ứng suất f_t không được vượt quá cường độ chịu mỗi danh định nêu trong bảng 7-1.

Bảng 7-1 (bảng 5.5.3.4.1 của 22 TCN 272-01)
Cường độ chịu mỗi danh định của các mối nối

Loại mối nối	f_t đối với các chu kỳ lớn hơn 1.000.000
Măng sông nhồi vữa, cốt thép phủ epôxy hoặc không	126 MPa
+ Măng sông ghép bằng cách ép nguội không có ren ở đầu, cốt thép phủ epôxy; hoặc không Bộ nối được rèn nguyên khối có ren NC chôn Măng sông thép có nôm; + Bộ nối ren hình vát miếng đơn (taper - threaded); và mối hàn đối đầu trực tiếp rãnh hình V đơn	84 MPa
Các loại mối nối khác	28 MPa

Trong trường hợp tổng số chu kỳ tác dụng tải trọng N_{cyc} hơn 1 triệu, f_t có thể được tăng thêm một lượng 168 ($6 - \log N_{cyc}$) tính bằng MPa đến một tổng lượng tăng không lớn hơn giá trị của f_t tính theo phương trình 5.5.3.2 - 1 trong điều 5.5.3.2 của Tiêu chuẩn 22 TCN 272 - 01. Các giá trị cao hơn của f_t cho tới giá trị tính theo phương trình 5.5.3.2 - 1 có thể được sử dụng nếu được xác minh bằng số liệu thí nghiệm mỗi trên các mối nối giống như các mối nối sẽ được sử dụng trong công trình.

7.1.1.2.4. Trạng thái giới hạn cường độ

Trạng thái giới hạn cường độ phải được xét đến để đảm bảo cường độ, sự ổn định cục bộ và ổn định tổng thể khi chịu các tổ hợp tải trọng quan trọng trong phạm vi tuổi thọ thiết kế của nó.

Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01 quy định: sức kháng tính toán là tích của sức kháng danh định với hệ số sức kháng. Hệ số sức kháng được lấy tùy theo phương pháp thi công như sau:

Khi thi công theo phương pháp thông thường, hệ số sức kháng ϕ lấy như sau:

- Dùng cho uốn và kéo bê tông cốt thép: 0,90
- Dùng cho uốn và kéo bê tông cốt thép dự ứng lực: 1,00
- Dùng cho cắt và xoắn bê tông tỷ trọng thông thường: 0,90
- bê tông tỷ trọng thấp: 0,70

- Dùng cho trường hợp chịu nén dọc trục với cốt thép xoắn hoặc thép giằng - trừ quy định ở điều 5.10.11.4.1b cho động đất vùng 3 và 4 ở trạng thái giới hạn đặc biệt: 0,75

- Dùng cho trường hợp đỡ tựa trên bê tông: 0,70
- Dùng cho trường hợp nén trong mô hình chống và giằng: 0,70
- Dùng cho trường hợp chịu nén trong vùng neo:
 - + Bê tông tỷ trọng thông thường: 0,80
 - + Bê tông tỷ trọng thấp: 0,65
- Dùng cho thép chịu kéo trong vùng neo: 1,00
- Dùng cho sức kháng trong khi đóng cọc: 1,00

Đối với bộ phận chịu nén uốn, giá trị ϕ có thể tăng tuyến tính tới giá trị cho kết cấu chịu uốn như sức kháng tải trọng dọc trục tính toán, ϕP_n giảm từ $0,10 f'_c A_g$ tới 0.

Đối với kết cấu dự ứng lực một phần chịu uốn với kéo hoặc không kéo, giá trị ϕ có thể lấy như sau:

$$\phi = 0,90 + 0,1(PPR) \quad (22TCN 272 - 01. 5.5.4.2.1 - 1)$$

trong đó:

$$PPR = \frac{A_{ps} f_{py}}{A_{ps} f_{py} + A_s f_y} \quad 22TCN 272 - 01. 5.5.4.2.1 - 2)$$

- PPR: tỷ lệ dự ứng lực một phần.
- A_s : diện tích cốt thép không dự ứng lực (mm^2).
- A_{ps} : diện tích thép dự ứng lực (mm^2)
- f_y : giới hạn chảy của cốt thép (MPa).
- f_{py} : giới hạn chảy của thép dự ứng lực (MPa).

Hệ số sức kháng không áp dụng cho việc kéo dài cốt thép nổi chống.

Khi thi công theo phân đoạn (đúc hẫng, lắp hẫng, v.v...) phải lấy các hệ số sức kháng ở trạng thái giới hạn cường độ theo quy định trong bảng 1 cho các điều kiện đã được chỉ định và theo điều 5.5.4.2.1 cho các điều kiện không nêu trong bảng 1.

Trong trường hợp lựa chọn các hệ số sức kháng uốn, ϕ_f , cắt và xoắn ϕ_v và cắt trong các mối nối không được xác định theo các quy định của điều 5.8.5 thì phải xét đến cả hai yếu tố: Loại khe nối giữa các phân đoạn và độ dính bám của hệ thống kéo sau. Đối với bó thép được xem là dính bám hoàn toàn ở một mặt cắt, cần phải triển khai đầy đủ bó thép đó tại mặt cắt với một chiều dài khai triển không ít hơn trị số quy định trong điều 5.11.4. Có thể cho phép dùng chiều dài chôn ngầm ngắn hơn, nếu được chứng minh bằng thí nghiệm theo kích thước thực tế và được kỹ sư chấp thuận.

Nếu cốt thép căng kéo sau là một tổ hợp của các bó thép dính bám hoàn toàn và bó thép không dính bám hoặc các bó thép dính bám một phần, thì hệ số sức kháng ở bất kỳ

mặt cắt nào cũng phải dựa trên các điều kiện dính bám đối với các bó thép cung cấp phần lớn ứng lực trước tại mặt cắt này.

Các mối nối đổ bê tông tại chỗ và các mối nối bê tông ướt hoặc êpôxy giữa các khối đúc sẵn phải coi là mối nối loại A. Phải xét các mối nối khô thuộc các mối nối loại B.

Bảng 7-2 (bảng 5.5.4.2.2 - 1. của 22TCN: 272 - 01)

Hệ số sức kháng đối với các mối nối khi thi công theo phân đoạn

	φ_f uốn	φ_v cắt	φ_j mối nối
<i>Các bó thép dính bám hoàn toàn</i>			
Mối nối loại A	0,95	0,90	-
<i>Các bó thép không dính bám hoặc dính bám một phần</i>			
Mối nối loại A	0,90	0,85	-
Mối nối loại B	0,85	0,85	0,75
Bê tông - cát tỷ trọng thấp			
<i>Các bó thép dính bám hoàn toàn</i>			
Mối nối loại A	0,90	0,70	-
<i>Các bó thép không dính bám hoặc dính bám một phần</i>			
Mối nối loại A	0,85	0,65	-
Mối nối loại B	0,80	0,65	0,60

Các yêu cầu đặc biệt cho vùng động đất 3

Đối với kết cấu cột trong vùng động đất 3 dùng hệ số sức kháng chiết giảm như quy định trong điều 5.10.11.4.1b.

Xét về ổn định:

Toàn bộ kết cấu cũng như từng bộ phận của nó phải được thiết kế để chống trượt, lật, nhỏ và cong oằn. Tác động của tải trọng lệch tâm phải được xét đến trong phân tích và thiết kế.

Phải kiểm toán sự cong oằn của các cấu kiện đúc sẵn trong quá trình xếp kho, vận chuyển và lắp ráp.

7.1.1.2.5. *Trạng thái giới hạn đặc biệt*

Trạng thái giới hạn đặc biệt phải được xét đến để đảm bảo sự tồn tại của cầu trong trận động đất và lũ lớn hoặc khi bị tàu thủy, xe cộ va, có thể cả trong điều kiện bị xói lở. Xin lưu ý là quan niệm này không có trong quy trình 1979 cũ.

7.1.1.3. *Tính dẻo*

Hệ kết cấu của cầu phải được định kích thước và cấu tạo để đảm bảo sự phát triển và có thể nhìn thấy được của các biến dạng không đàn hồi ở trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn đặc biệt trước khi phá hoại.

Có thể giả định rằng các yêu cầu về tính dẻo được thoả mãn đối với một kết cấu bê tông ở đó sức kháng của liên kết không thấp hơn 1,3 lần ứng lực lớn nhất do tác động không đàn hồi của các cấu kiện liên kết tác động lên liên kết đó.

Sử dụng các thiết bị tiêu giảm năng lượng do các tác động lực gây ra (như động đất, va xô tàu thuyền, va xe, v.v...) có thể được coi là biện pháp làm tăng tính dẻo.

Đối với trạng thái giới hạn cường độ:

$\eta_D \geq 1,05$ cho cấu kiện và liên kết không dẻo.

$= 1,00$ cho các thiết kế thông thường và các chi tiết theo đúng tiêu chuẩn này.

$\geq 0,95$ cho các cấu kiện và liên kết có các biện pháp tăng thêm tính dẻo quy định vượt quá những yêu cầu của tiêu chuẩn này.

Đối với các trạng thái giới hạn khác: $\eta_D = 1,0$

7.1.1.4. Tính dư

Các kết cấu có nhiều đường truyền lực và kết cấu liên tục cần được sử dụng trừ khi có những lý do bắt buộc khác.

Các bộ phận hoặc cấu kiện chính mà sự hư hỏng của chúng gây ra sập đổ cầu phải được coi là có nguy cơ phá hoại giòn.

Các bộ phận hoặc cấu kiện mà sự hư hỏng của chúng không gây nên sập đổ cầu được coi là không có nguy cơ hư hỏng và hệ kết cấu liên quan là dư.

Đối với trạng thái giới hạn cường độ:

$\eta_R \geq 1,05$ cho các bộ phận không dư.

$= 1,0$ cho các mức dư thông thường.

$\geq 0,95$ cho các mức dư đặc biệt.

Đối với các trạng thái giới hạn khác:

$\eta_R = 1,00$

7.1.1.5. Tâm quan trọng trong khai thác

Điều quy định này chỉ dùng cho trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn đặc biệt. Chủ đầu tư có thể công bố một cầu hoặc bất kỳ cấu kiện hoặc liên kết nào của nó là loại cầu quan trọng hay cấu kiện quan trọng trong khai thác.

Đối với trạng thái giới hạn cường độ:

$\eta_I \geq 1,05$ cho các cầu quan trọng.

$= 1,00$ cho các cầu điển hình.

$\geq 0,95$ cho các cầu tương đối ít quan trọng.

Đối với các trạng thái giới hạn khác: $\eta_I = 1,00$.

7.1.2. Trình tự diễn hình khi thiết kế cầu đúc hẫng

Nói chung trình tự thiết kế cầu đúc hẫng bao gồm các bước chính như sau:

- 1- Đề xuất sơ đồ tổng thể cầu, phân chia nhịp.
- 2- Xác định sơ bộ hình dáng kết cấu, các mặt cắt ngang trên gối và các mặt cắt ngang giữa nhịp,
- 3- Chọn dạng đường cong đáy dầm, dạng đường cong mặt bản đáy.
- 4- Phân chia các đốt đúc hẫng, đốt hợp long, đốt đúc trên đà giáo. Phác thảo trình tự thi công gồm các giai đoạn đúc hẫng, đúc trên đà giáo, hợp long, giải phóng liên kết tạm, hạ dầm lên gối, hoàn thiện.
- 5- Xác định kích thước tất cả các mặt cắt ngang ở các đầu đốt. Tính sơ bộ các đặc trưng hình học mặt cắt nguyên (chưa xét cốt thép và lỗ rỗng chứa cáp).
- 6- Chọn kiểu xe đúc, kích thước và sơ đồ tải trọng xe đúc hẫng.
- 7- Chọn loại cáp dự ứng lực của các nhóm cáp A, B1, B2, C.
- 8- Chọn loại cáp, neo, bộ nối neo và kích thước ứng để căng cáp dự ứng lực.
- 9- Xác định mô hình phân tích dọc của kết cấu nhịp và trụ mố có liên quan trong các giai đoạn thi công đúc hẫng, đúc trên đà giáo, hợp long, giải phóng liên kết tạm, hạ dầm lên gối, hoàn thiện và khai thác.
- 10- Sơ bộ phân tích kết cấu trong giai đoạn đúc hẫng cân bằng từ trụ. Xác định biểu đồ mômen và lực cắt trong giai đoạn đúc hẫng dưới các tải trọng thi công và tĩnh tải.
- 11- Xác định sơ bộ sơ đồ bố trí cáp dọc nhóm A trong phần đúc hẫng.
- 12- Tính toán cường độ và chống nứt các mặt cắt đặc trưng trong phần đúc hẫng ở giai đoạn đúc hẫng.
- 13- Tính toán ổn định lật kết cấu nhịp đang đúc hẫng.
- 14- Tính toán liên kết neo tạm giữ đỉnh trụ với khối K0.
- 15- Tính các tham số đặc trưng từ biến và co ngót trong giai đoạn đúc hẫng.
- 16- Tính toán dự ứng lực giai đoạn đúc hẫng, xét đến các mất mát dự ứng suất diễn biến theo thời gian.
- 17- Phân tích kết cấu trong giai đoạn đúc hẫng cân bằng từ trụ một cách chính xác hơn, có xét tới mọi yếu tố tải trọng, dự ứng lực, từ biến, co ngót, nhiệt độ. Tính toán độ biến dạng, cường độ và độ chống nứt của phần cánh hẫng qua từng bước đúc hẫng mỗi đốt.
- 18- Sơ bộ phân tích kết cấu trong giai đoạn hợp long nhịp biên. Tính và sơ bộ bố trí cáp nhóm B1 và nhóm B2 trong nhịp biên.
- 19- Tính dự ứng lực trong nhịp biên.

20- Phân tích kết cấu của phần kết cấu nhịp biên và phần đúc hẫng đã nối với nhịp biên một cách chính xác hơn, có xét tới mọi yếu tố tải trọng: tĩnh tải, tải trọng thi công, dự ứng lực, từ biến, co ngót, nhiệt độ. Tính toán độ biến dạng, cường độ và độ chống nứt của phần kết cấu nhịp này qua từng bước hợp long: đúc bê tông, căng cáp nhóm B, tháo dỡ thiết bị và ván khuôn dùng lúc hợp long.

21- Tính toán trạng thái tháo dỡ liên kết tạm ở đỉnh trụ để hạ một phần kết cấu nhịp lên gối trên mố và trên trụ sát nhịp biên (nếu giả sử trình tự thi công như vậy).

22- Tính toán hợp long nhịp giữa, dự kiến trình tự căng và lực căng các cáp hợp long nhịp giữa (cáp nhóm B).

23- Phân tích kết cấu trong quá trình và sau khi hợp long nhịp giữa một cách chính xác hơn, có xét tới mọi yếu tố tải trọng: tĩnh tải, tải trọng thi công, dự ứng lực, từ biến, co ngót, nhiệt độ. Tính toán độ biến dạng, cường độ và độ chống nứt của phần kết cấu nhịp này qua từng bước hợp long: đúc bê tông, căng cáp nhóm B, tháo dỡ thiết bị và ván khuôn dùng lúc hợp long.

24- Nếu cầu có nhiều nhịp cần hợp long thì các bước từ 21 đến 23 sẽ được lặp lại nhiều lần tương ứng.

25- Xét giai đoạn đã nối liên tục xong toàn kết cấu nhịp, thi công các lớp phủ mặt cầu và lắp đặt các trang thiết bị trên cầu (cột đèn, lan can, vỉa hè, v.v...). Phân tích kết cấu tổng thể ở thời điểm này một cách chính xác hơn, có xét tới mọi yếu tố tải trọng: tĩnh tải, tải trọng thi công, dự ứng lực, từ biến, co ngót, nhiệt độ. Tính toán độ biến dạng, cường độ và độ chống nứt của phần kết cấu nhịp này qua từng bước thi công.

26- Xét cấp dự ứng lực nhóm C (nếu có), có thể là cấp dự ứng lực ngoài.

27- Xây dựng đường ảnh hưởng nội lực và chuyển vị tại các mặt cắt đầu đốt. Phân tích kết cấu nhịp dưới tác dụng của riêng các hoạt tải xe. Xác định các nội lực do các loại hoạt tải.

28- Lập tổ hợp tải trọng ở giai đoạn khai thác. Kiểm toán các mặt cắt ở giai đoạn khai thác.

29- Tính toán ảnh hưởng của gối lún (xét độ lún không đều ở mỗi trụ chênh lệch 2-3cm) đến ứng suất và chuyển vị các mặt cắt đặc trưng.

30- Xét ảnh hưởng của sự thay đổi nhiệt độ một cách kỹ lưỡng hơn trước.

31- Phân tích ngang, xét bài toán xoắn.

32- Tính toán bản mặt cầu, xét dự ứng lực ngang (nếu có).

33- Xét các bài toán cục bộ: ụ neo, vách ngang.

34- Xét ảnh hưởng của dự ứng lực đứng (nếu có).

35- Tính toán chu kỳ dao động kết cấu.

36- Tổng hợp biến dạng qua các giai đoạn thi công và khai thác để quyết định đường cong khống chế cao độ qua các giai đoạn thi công, có xét độ dốc dọc cầu theo yêu cầu khai thác.

37- Các tính toán về thi công: hệ thống đà giáo, trụ tạm, mở rộng trụ để đúc dốt K0, hệ thống thanh neo tạm, v.v...

38- Tính toán trụ cầu đúc hẫng.

7.2. CÁC MÔ HÌNH PHÂN TÍCH KẾT CẤU TĨNH HỌC VÀ ĐỘNG HỌC

7.2.1. Các phương pháp phân tích kết cấu được chấp nhận

Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01 cho phép sử dụng bất cứ phương pháp phân tích kết cấu nào thoả mãn các yêu cầu về điều kiện cân bằng và tính tương hợp và sử dụng được mối liên hệ ứng suất - biến dạng cho loại vật liệu đang xét, chúng bao gồm các phương pháp sau và danh sách này còn có thể mở rộng hơn nữa:

- Phương pháp chuyển vị và phương pháp lực cổ điển.
- Phương pháp sai phân hữu hạn.
- Phương pháp phần tử hữu hạn.
- Phương pháp bản gập.
- Phương pháp dải băng hữu hạn.
- Phương pháp tương tự mạng dầm.
- Phương pháp chuỗi hoặc các phương pháp điều hoà khác.
- Phương pháp đường chảy dẻo.

Người thiết kế có trách nhiệm sử dụng các chương trình máy tính để phân tích kết cấu và giải trình cũng như sử dụng các kết quả. Hiện nay ở Việt Nam nhiều Tư vấn sử dụng chương trình RM 7 và RM 2000 của Công ty TDN (Austria). Như vậy dễ bị rơi vào tình trạng hộp đen vì phụ thuộc quá vào 1 chương trình. Trên thế giới thường dùng kết hợp giữa các chương trình phân tích kết cấu và các chương trình thiết kế mặt cắt để người kỹ sư phát huy hết năng lực sáng tạo và dễ dàng kiểm soát quá trình tính toán của mình. Ví dụ Đại học TONGJI ở Thượng Hải, Trung Quốc đã tự phát triển bộ chương trình riêng cho Trung Quốc.

Dù sử dụng chương trình máy tính nào thì trong tài liệu tính toán và báo cáo thiết kế cần chỉ rõ tên, phiên bản và ngày phần mềm được đưa vào sử dụng. Người kỹ sư sẽ chịu trách nhiệm về kết quả tính toán chứ không phải là người bán chương trình.

7.2.2. Mô hình toán học

7.2.2.1. Tổng quát

Các mô hình toán học phải bao gồm tải trọng, đặc trưng hình học và tính năng vật liệu của kết cấu, khi thấy thích hợp gồm cả những đặc trưng ứng xử của móng. Trong việc lựa

chọn mô hình, phải dựa vào các trạng thái giới hạn đang xét, định lượng, hiệu ứng lực đang xét và độ chính xác yêu cầu.

Việc xem xét đến các lan can giao thông liên hợp liên tục phải hạn chế chỉ xét trong các trạng thái giới hạn khai thác, trạng thái giới hạn mỏi và trong đánh giá kết cấu, trừ phi quy định cho phép khác.

Không xét đến độ cứng của các lan can, dải tường phân cách giữa và các lan can giao thông không liên tục về mặt kết cấu trong khi phân tích kết cấu.

Phải đưa cách thể hiện thích hợp về đất và/hoặc đá làm móng cầu vào trong mô hình toán học của nền móng nếu xét sự làm việc chung giữa nền móng, mố trụ và kết cấu nhịp trong một mô hình tổng thể.

Khi thiết kế động đất, phải xét đến sự chuyển động tổng thể và sự hoá lỏng của đất.

7.2.2.2. Sự làm việc của vật liệu kết cấu

Khi phân tích phải xét vật liệu của kết cấu làm việc tuyến tính cho đến giới hạn đàn hồi rồi sau đó làm việc không đàn hồi.

Đối với các tác động ở trạng thái giới hạn đặc biệt có thể xét trong phạm vi cả đàn hồi và không đàn hồi.

7.2.2.2.1. Sự làm việc đàn hồi

Tính chất và các đặc tính của vật liệu đàn hồi phải phù hợp với các quy định trong các phần 5 và 6 của Tiêu chuẩn 22TCN 272 - 01. Sự thay đổi các giá trị này do phát triển cường độ của bê tông non tuổi và các tác động của môi trường cần được đưa vào mô hình thích hợp.

Các đặc trưng độ cứng của bê tông và các bộ phận liên hợp phải dựa trên các mặt cắt bị nứt hoặc không bị nứt tùy theo trạng thái làm việc của kết cấu dự kiến. Độ cứng của cầu dầm bản có thể dựa trên sự tham gia toàn phần của bản mặt cầu bằng bê tông.

7.2.2.2.2. Sự làm việc không đàn hồi

Các mặt cắt của cầu kiện có khả năng biến dạng không đàn hồi phải được thể hiện là có thể biến dạng dẻo bằng sự hạn chế hoặc bằng cách khác. Khi sử dụng phép phân tích không đàn hồi thì phải xác định cơ cấu phá huỷ dự tính trước và các vị trí khớp dẻo sẽ xuất hiện: Trong phân tích kết cấu phải xác nhận rằng sự phá huỷ do cắt, do mất ổn định khi uốn dọc và do mất dính kết trong các bộ phận kết cấu chỉ xảy ra sau khi hình thành cơ cấu không đàn hồi khi uốn. Cần xét đến sự chịu tải quá mức dự kiến của cầu kiện mà trong đó khớp dẻo sẽ hình thành. Phải xét đến sự phá vỡ tính nguyên vẹn về hình học của kết cấu do các biến dạng lớn.

Mô hình không đàn hồi phải dựa trên hoặc là kết quả thử nghiệm vật lý hoặc dựa trên mối quan hệ tải trọng - biến dạng thu được bằng thí nghiệm. Ở chỗ nào mà sự làm việc

không đàn hồi có thể xảy ra bằng biện pháp hạn chế thì các mẫu thử phải bao gồm cả các phần tử tạo ra các hạn chế đó. Tại chỗ nào mà nội lực cực trị được dự kiến là lặp lại thì việc thử nghiệm cần phản ánh bản chất chu kỳ của chúng.

Ngoại trừ những chỗ được ghi chú, ứng suất và biến dạng phải dựa trên sự phân bố tuyến tính của ứng biến trong mặt cắt ngang của cấu kiện hình lăng trụ. Phải xét đến biến dạng do cắt của các cấu kiện cao. Không vượt quá giới hạn về biến dạng bê tông.

Phải xét sự làm việc không đàn hồi của các cấu kiện chịu nén tại bất cứ chỗ nào thích hợp.

7.2.2.3. Xét về mặt hình học

7.2.2.3.1. Lý thuyết biến dạng nhỏ

Nếu biến dạng của kết cấu không tạo ra sự thay đổi đáng kể của nội lực do sự tăng độ lệch tâm của các lực kéo hoặc nén thì có thể bỏ qua nội lực phụ thêm này.

7.2.2.3.2. Khái niệm về áp dụng lý thuyết biến dạng lớn

Nếu biến dạng của kết cấu gây ra thay đổi đáng kể về hiệu ứng lực thì phải xét các tác động của biến dạng trong các phương trình về điều kiện cân bằng.

Ảnh hưởng của biến dạng và tính chất không thẳng của các cấu kiện phải được xét khi phân tích về ổn định và các phân tích về biến dạng lớn. Đối với các cấu kiện mảnh chịu nén, trong phân tích phải xem xét những tính chất vật liệu phụ thuộc vào thời gian và ứng suất gây ra những thay đổi đáng kể về hình học kết cấu.

Các hiệu ứng tương tác của các lực nén và kéo dọc trục trong các cấu kiện liên kế nhau phải được xem xét khi phân tích về khung và giàn.

Phải dùng tải trọng tính toán và không áp dụng nguyên lý cộng tác dụng của hiệu ứng lực trong phạm vi không tuyến tính. Thứ tự đặt tải trọng trong phân tích không tuyến tính phải theo đúng thứ tự đặt tải trên cấu thực tế.

Cùng với sự phát triển phổ biến của các chương trình máy tính và các máy tính, các mô hình tính toán ngày càng sát với điều kiện kết cấu thực hơn và tất nhiên sẽ càng phức tạp hơn. Kết quả tính toán cũng sẽ chính xác hơn. Tuy nhiên với mức độ chính xác đủ dùng trong thực tế, các mô hình tính toán phẳng vẫn được dùng phổ biến và an toàn. Các mô hình tính toán không gian thường chỉ được áp dụng để giải một số bài toán đặc biệt như bài toán động học (xét động đất, va xô tàu thuyền, ảnh hưởng khí động học, v.v...) hoặc để tính kiểm tra một vài tình huống đặc biệt.

Mô hình hệ thanh được dùng là chủ yếu và đủ an toàn. Tuy nhiên một số tình huống có thể xét thêm các mô hình hệ bản hay mô hình hệ vỏ. Cần lưu ý là do mặt cắt dầm có chiều cao thay đổi nên ngay cả khi coi bề mặt cầu là một đường nằm ngang thì đường trục kết cấu nhịp cũng không phải là đường nằm ngang mà là một đường cong đứng nối liền điểm trọng tâm

của tất cả các mặt cắt dầm (trong sơ đồ tính toán sẽ lấy gần đúng là đường gấp khúc đi qua trọng tâm của các mặt cắt đặc trưng ở đầu các đốt dầm được thi công phân đoạn).

7.3. ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC CỦA MẶT CẮT, TÍNH TOÁN TÍNH TẢI

Nguyên tắc chọn sơ bộ các kích thước mặt cắt đã được nêu ở chương 5.

Sau khi lựa chọn được kích thước của mặt cắt dầm hộp chúng ta sẽ tính đặc trưng hình học của mặt cắt. Lẽ ra để đảm bảo chính xác hơn, chúng ta phải tính đặc trưng hình học của mặt cắt thu hẹp (mặt cắt đã trừ đi phần lỗ luồn cốt thép và thêm vào phần cốt thép đã tính đổi sang bê tông). Nhưng rõ ràng là việc tính toán chính xác này lúc đầu sẽ không thể thực hiện được vì chúng ta chưa tính được số bố cốt thép cần thiết. Do vậy ở đây cho phép tính đặc trưng hình học mặt cắt nguyên bê tông. Việc tính đặc trưng hình học này rất cần cho tính toán sơ bộ trong giai đoạn thi công và khai thác để xác định tính tải rồi sau đó thiết kế nội lực và tính ra số bố thép dự ứng lực cần thiết. Chú ý rằng đối với các kiểm toán sau này chúng ta phải sử dụng đặc trưng hình học tính đổi (đặc trưng hình học của mặt cắt thu hẹp).

Các đặc trưng hình học sẽ được tính tại các mặt cắt tiêu biểu (đầu mỗi đốt đúc hẫng, đốt hợp long, giữa dầm, những mặt cắt có sự thay đổi về kích thước, v.v...).

7.3.1. Các đặc trưng hình học cần xét của mặt cắt

Cũng giống như thông thường, cần phải xét ít nhất là các đặc trưng sau:

- Khoảng cách từ trục trung hoà tới mép trên (y_{tr}).
- Khoảng cách từ trục trung hoà tới mép dưới (y_d).
- Diện tích của mặt cắt (F).
- Các mômen quán tính chống uốn của mặt cắt đối với trục trung hoà (J_x và J_y).
- Mômen quán tính chống xoắn của mặt cắt (J).

Thông thường các đặc trưng sẽ được tính trên máy tính bằng cách sử dụng chương trình tính đặc trưng hình học có sẵn.

7.3.2. Sử dụng chương trình tính đặc trưng hình học

7.3.2.1. Công thức tính toán

Để tính các đặc trưng hình học của một tiết diện bất kỳ nào đó ta phải gắn tiết diện đó vào một hệ trục tọa độ và tiến hành đánh số một cách liên tục tới các điểm góc của tiết diện đó theo chiều quay từ trục x tới trục y . Chú ý khi đánh số phải xẻ rãnh không có chiều rộng để đánh số các lỗ rỗng bên trong mặt cắt.

Giả sử có m điểm góc và điểm thứ $m+1 = 1$ thì các giá trị đặc trưng hình học được tính bằng các công thức sau:

+ Diện tích mặt cắt:

$$F = 1/2 \times \sum (x_i - x_{i+1}) \times (y_i + y_{i+1}).$$

+ Tọa độ trọng tâm mặt cắt:

$$y_c = 1/6 \times F \times \sum (x_i - x_{i+1}) \times (y_i^2 + y_i \cdot y_{i+1} + y_{i+1}^2)$$

+ Mômen tĩnh của mặt cắt đối với trục x:

$$S_x = 1/6 \times \sum (x_i - x_{i+1}) \times (y_i^3 + y_i^2 \cdot y_{i+1} + y_i \cdot y_{i+1}^2 + y_{i+1}^3)$$

+ Mômen quán tính đối với trục trung hòa:

$$J_{th} = J_x - y_c^2 \times F.$$

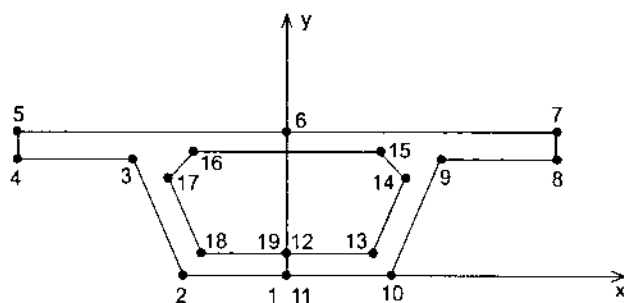
Ví dụ ta đánh dấu các điểm của mặt cắt hình hộp như hình vẽ.

Sau đó nhập tọa độ (x, y) của các điểm trong hệ tọa độ vuông góc.

Có thể dùng bảng tính EXCEL để tính đặc trưng hình học của mặt cắt hình hộp. Cần phải tính đặc trưng hình học của tất cả các mặt cắt của các đốt dầm.

Trong giai đoạn tính toán ban đầu, để tính toán sơ bộ nhanh, có thể lập bảng tính xét được sự biến đổi chiều cao của mặt cắt dầm và bề dày bản đáy hộp theo dọc nhịp. Một mẫu bảng tính đơn giản cho dầm liên tục 3 nhịp được nêu ra ở trang sau (chỉ in 10 mặt cắt cách nhau 1m để làm ví dụ) kèm theo bảng tính là hình vẽ mặt cắt trên gối và mặt cắt giữa nhịp chính.

Các chương trình chuyên dụng như RM7, RM200 đều có các mô đun chuyên về tính toán đặc trưng hình học của mặt cắt chọn. Trong AutoCAD cũng có chức năng tính đặc trưng hình học mặt cắt.



Hình 7.1: Cách đánh số điểm để tính các đặc trưng hình học mặt cắt bất kỳ

7.3.3. Xác định tĩnh tải

7.3.3.1. Tĩnh tải giai đoạn I

Tải trọng giai đoạn I là giai đoạn thi công bao gồm tự trọng và các tải trọng thi công nhiều loại. Vì vậy khi đã tính xong các đặc trưng hình học thì dễ dàng tính ngay được giá trị tĩnh tải bản thân của mỗi đốt kết cấu nhịp và giả thiết là rải đều trong phạm vi chiều dài của mỗi đốt. Như vậy biểu đồ tĩnh tải bản thân sẽ có dạng bậc thang.

Theo Quy trình 1979 của Bộ GTVT (dựa trên Quy trình 1962 của Liên Xô cũ): Hệ số vượt tải của các tĩnh tải bản thân là 1,1. Cần phải tính cả 2 giá trị: tĩnh tải tiêu chuẩn (chưa nhân với các hệ số vượt tải) và tĩnh tải tính toán (đã nhân với các hệ số vượt tải).

Theo Tiêu chuẩn 22TCN 272 - 01 ban hành năm 2001 của Bộ GTVT, hệ số tải trọng bản thân được quy định ở điều 3.4.1.2 là 1,25.

7.3.3.2. Tĩnh tải giai đoạn 2

Tĩnh tải giai đoạn 2 chỉ gồm tĩnh tải do trọng lượng của lớp phủ mặt cầu, lan can, gờ chắn bánh, cột đèn, v.v...

Theo Quy trình 1979 của Bộ GTVT (dựa trên Quy trình 1962 của Liên Xô cũ) cũng như theo Tiêu chuẩn mới năm 2001 (Tiêu chuẩn 22TCN 272 - 01) đều lấy hệ số vượt tải của lớp phủ mặt cầu và các tiện ích trên cầu là 1,5.

7.4. TẢI TRỌNG THI CÔNG VÀ TẢI TRỌNG KHAI THÁC

7.4.1. Các tải trọng thi công

Các tải trọng thi công và các điều kiện giả định trong thiết kế dùng để xác định các kích thước mặt cắt, cốt thép, và các yêu cầu về dự ứng lực phải được chỉ rõ như là trị số cho phép tối đa trong các tài liệu, hợp đồng của dự án cầu, được cộng thêm vào các tải trọng lắp dựng, bất kỳ các gối đỡ tạm thời hoặc giằng buộc được yêu cầu nào phải được hoặc định theo độ lớn hoặc được bao gồm như là một phần của thiết kế. Các lực hợp long chấp nhận được do các chỉnh lý sai lệch về định vị phải được thuyết minh. Sự cho phép thích đáng phải lập ra được đối với tất cả các tác động của bất kỳ các thay đổi của sơ đồ kết cấu tĩnh học trong khi thi công và việc áp dụng, các thay đổi hoặc tháo dỡ các điểm gối đỡ giả định tạm thời của thiết bị đặc biệt có xét đến các tác động lực dư, các biến dạng và các tác động gây ra ứng biến bất kỳ.

Các tải trọng thi công sau đây phải được xem xét.

DC : trọng lượng của kết cấu được đỡ.

DIFF : tải trọng chênh lệch, chỉ áp dụng cho thi công theo phương pháp cân bằng hẫng, lấy bằng 2% tải trọng tĩnh tác dụng lên một bản cánh hẫng (N).

DW : tĩnh tải giai đoạn 2 (N) hoặc (N/mm).

CLL : hoạt tải thi công phân bố: xét đến các hạng mục linh tinh của xương, máy móc và thiết bị khác, ngoài thiết bị lắp dựng chuyên dùng chủ yếu, được lấy bằng $4,8 \times 10^{-4}$ MPa trên diện tích mặt sàn. Trong thi công hẫng, tải trọng này được lấy bằng $4,8 \times 10^{-4}$ MPa trên một bản cánh hẫng và $2,4 \times 10^{-4}$ MPa trên bản cánh kia (MPa).

CE : thiết bị thi công chuyên dùng: là tải trọng từ bất kỳ thiết bị chuyên dùng nào, bao gồm xe đúc, cần cẩu lao, dầm và tời, dàn hoặc các kết cấu phụ tạm, các xe tải chở bê tông và các tải trọng lớn nhất tác động vào kết cấu do thiết bị trong khi đúc các đốt dầm (N).

IE : tải trọng động do thiết bị gây ra được xác định theo loại máy dự kiến (N).

CLE : tải trọng thiết bị thi công theo hướng dọc: Tải trọng theo hướng dọc từ thiết bị thi công (N).

U : không cân bằng phân đoạn: là tác động bất kỳ của các phân đoạn nào mất cân bằng hoặc điều kiện không bình thường khác khi phù hợp. Điều này chủ yếu áp dụng cho việc thi công hằng cân bằng nhưng có thể được mở rộng bao gồm bất kỳ trình tự cầu nhắc không bình thường nào, mà trình tự này không phải là đặc điểm chủ yếu của hệ thi công chung (N).

WS : tải trọng gió nằm ngang lên các kết cấu (MPa).

WE : tải trọng gió nằm ngang tác động lên thiết bị lấy theo $4,8 \times 10^{-4}$ MPa của mặt lộ ra hứng gió (MPa).

WUP : lực nâng của gió trên bản cánh hằng: $2,4 \times 10^{-4}$ MPa của diện tích mặt sàn đối với phương pháp thi công hằng cân bằng được tác động chỉ trên một bên, trừ khi sự phân tích về các điều kiện tại chỗ hoặc hình dạng kết cấu là khác (MPa).

A : trọng lượng tĩnh của dốt đang được đúc hằng (N)

AL : đáp ứng động học do sự tháo hoặc đặt bất ngờ một tải trọng lên dốt đúc, hoặc đặt đột ngột một tải trọng tĩnh khác được cộng thêm với tĩnh tải, được lấy bằng 100% của tải trọng A (N).

CR : các tác động từ biến phù hợp với điều 5.14.2.3.6.

SH : co ngót phù hợp với điều 5.14.2.3.6 và

T : tác động nhiệt: tổng các tác động do sự thay đổi nhiệt độ đồng đều (TU) và gradien nhiệt độ (TG) (độ).

7.4.2. Các hệ số tải trọng

Hệ số tải trọng của tải trọng thi công cho các thiết bị và các tác động xung kích lấy bằng 1,5. Hệ số tải trọng gió là 1,25. Hệ số của các tải trọng lấy bằng 1,0.

7.4.3. Tải trọng do trọng lượng xe đúc hằng, ván khuôn

Tải trọng do trọng lượng xe đúc được lấy đúng theo loại xe đúc thực tế. Trong chương 2 đã có số liệu tham khảo về một số loại xe đúc. Điểm đặt tải trọng được chọn tùy loại xe. Khi thiết kế ban đầu có thể coi gần đúng là điểm đặt tải ở lùi 1,0m phía sau đầu mút hằng của dốt đang đúc.

Lấy ví dụ một cầu đã đúc ở Việt Nam có xe đúc với trọng lượng xe đúc và vị trí điểm đặt lực của xe đúc như sau:

Trọng lượng xe đúc và ván khuôn	Lực đứng (T)	Mômen (Tm)
Tổng cộng	63	150

7.4.4. Tải trọng thi công xếp trên mặt kết cấu nhịp

Trước đây, tham khảo Tiêu chuẩn Pháp, một số cầu đúc hẫng ở nước ta đã lấy tải trọng thi công rải đều là 0,2 T/m theo dọc cầu để mô phỏng tác động của các loại vật tư, thiết bị thi công và người thi công trên mặt đầm hộp.

Hiện nay, như trên đã nêu, theo Tiêu chuẩn 22TCN 272 - 01 thì tải trọng này lấy bằng $4,8 \times 10^{-4}$ MPa trên một cánh hẫng và $2,4 \times 10^{-4}$ MPa trên cánh hẫng kia, (MPa). Tuy nhiên nếu tình hình thực tế có tải nặng hơn thì phải xét đến điều kiện tải trọng thực tế.

7.4.5. Các tác động nhiệt trong khi thi công

Các tác động nhiệt có thể xảy ra trong khi thi công cầu phải được xem xét cụ thể đối với từng cầu.

Các thay đổi đặt ra về nhiệt độ dùng cho các gối cầu và các khe có giãn phải được thuyết minh trong các tài liệu hợp đồng. Một số cầu đúc hẫng ở miền Bắc thường được tính với các số liệu ban đầu là:

- Biên độ nhiệt độ từ 0°C đến 45°C.
- Chênh lệch nhiệt độ 5°C.

7.4.6. Xét ảnh hưởng của từ biến và co ngót trong lúc thi công hẫng

Hệ số từ biến $\psi(t, t_1)$ phải được xác định hoặc theo điều 5.4.2.3. của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01 hoặc bằng các thí nghiệm tổng hợp. Các ứng suất phải được xác định để phân bổ lại các ứng suất kiểm chế do từ biến và co ngót được dựa trên tiến trình thi công giả định theo thuyết minh trong các tài liệu hợp đồng.

Để xác định các lực kéo sau cuối cùng, các mất mát dự ứng lực phải được tính toán theo tiến trình thi công được ghi trong các tài liệu hợp đồng.

7.4.7. Tải trọng gió

7.4.7.1. Quy định của tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN-272-01

7.4.7.1.1. Tốc độ gió thiết kế

Tốc độ gió thiết kế V phải được xác định theo công thức:

$$V = V_B \cdot S \quad (22TCN 272 - 01. 3.8.1.1-1).$$

trong đó:

V_B : tốc độ gió giật cơ bản trong 3 giây với chu kỳ xuất hiện 100 năm thích hợp với vùng tính gió có công trình cầu đang thiết kế, như quy định trong bảng 7.3.

S : hệ số điều chỉnh đối với khu đất chịu gió và độ cao mặt cầu lấy theo quy định trong bảng 7.4.

Bảng 7-3: Các giá trị của V_B cho các vùng tính gió ở Việt Nam

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

Để tính gió trong quá trình lắp ráp, hay đúc hẫng có thể nhân các giá trị V_B trong bảng trên với hệ số 0,85.

Bảng 7-4: Các giá trị của S

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

7.4.7.1.2. Tải trọng gió tác động lên công trình: W_S

A. Tải trọng gió ngang

Tải trọng gió ngang P_D phải được lấy theo chiều tác dụng nằm ngang và đặt tại trọng tâm của các phần diện tích thích hợp, và được tính như sau:

$$P_D = 0,0006 V^2 A_i C_d \geq 1,8 A_i \text{ (kN)} \quad (22\text{TCN } 272 - 01. 3.8.1.2.1 -1)$$

trong đó:

V - tốc độ gió thiết kế (m/s).

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

C_d - hệ số cản được quy định trong hình 7.3.

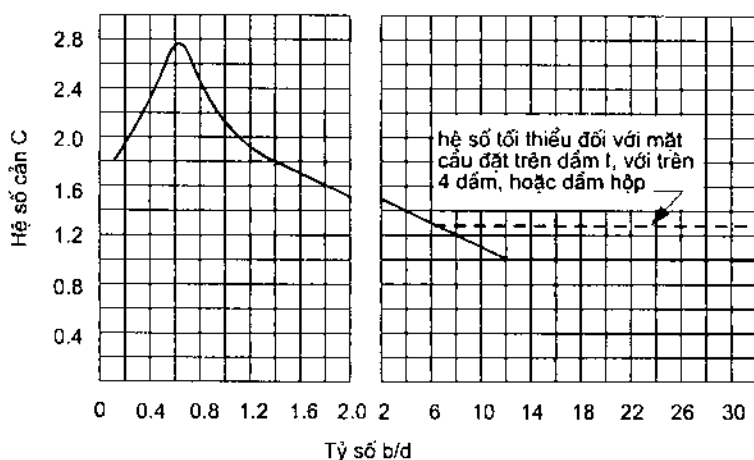
Diện tích kết cấu hay cấu kiện đang xét phải là diện tích đặc chiếu lên mặt trước vuông góc, trong trạng thái không có hoạt tải tác dụng, với các điều kiện sau đây:

- Đối với kết cấu phần trên có lan can đặc, diện tích kết cấu phần trên phải bao gồm diện tích của lan can đặc hứng gió, không cần xét ảnh hưởng của lan can không hứng gió.

- Đối với kết cấu phần trên có lan can hở, tải trọng toàn bộ phải lấy bằng tổng tải trọng tác dụng lên kết cấu phần trên, khi đó phải xét lan can hứng và không hứng gió riêng rẽ

tùng loại. Nếu có > 2 lan can, chỉ xét ảnh hưởng những lan can nào có ảnh hưởng lớn nhất về phương diện không che chắn.

- Đối với các trụ, không xét mặt che chắn.
- Hệ số cản C_d phải tính theo các phương pháp sau:
- Đối với kết cấu phần trên có mặt trước đặc, khi kết cấu quy đổi có các mép cạnh dốc đứng và không có góc vuốt đáy đáng kể về khí động phải lấy C_d theo hình 7.3.



Hình 7.3. (Hình 3.8.1.2.1.1 của 22TCN-272-01)

Hệ số cản C_d dùng cho kết cấu phần trên có mặt hứng gió đặc

Ghi chú:

Các giá trị cho trong hình dựa trên giả thiết là mặt hứng gió thẳng đứng và gió tác dụng nằm ngang.

- Nếu mặt hứng gió xiên so với mặt thẳng đứng, hệ số cản C_d có thể được giảm 0,5% cứ mỗi độ xiên so với mặt đường và tối đa được giảm 30%.

- Nếu mặt hứng gió có cả phần đứng lẫn phần dốc hoặc 2 phần dốc nghiêng với góc khác nhau, tải trọng gió phải lấy như sau:

- Hệ số cản cơ bản C_d tính với chiều cao toàn bộ kết cấu
- Đối với từng mặt đứng hệ số cản cơ bản tính trên được giảm theo ghi chú 2.
- Tính tải trọng gió tổng cộng dùng hệ số cản thích hợp cho các diện tương ứng.

- Nếu kết cấu phần trên được nâng cao, phải lấy C_d tăng lên 3% cho mỗi độ nghiêng so với đường nằm ngang, nhưng không quá 25%.

- Nếu kết cấu phần trên chịu gió xiên không quá 50 so với hướng nằm ngang, phải tăng C_d lên 15%. Nếu góc xiên vượt 50 phải chia hệ số cản cho một hệ số theo thí nghiệm.

d) Nếu kết cấu phần trên được nâng cao đồng thời chịu gió xiên, phải lấy hệ số cản theo kết quả khảo sát đặc biệt.

- b: chiều rộng toàn bộ của cầu giữa các bề mặt lan can (mm).
- d: chiều cao kết cấu phần trên bao gồm cả lan can đặc nếu có (mm)
- Đối với kết cấu phần trên giàn, lan can và kết cấu phần dưới phải lấy lực gió đối với từng cấu kiện với các giá trị C_d theo Tiêu chuẩn TCVN 2737 - 1995 bảng 6 hoặc theo tài liệu khác mà được chủ đầu tư duyệt.
- Đối với mọi kết cấu phần trên khác, phải xác định C_d trong hầm thí nghiệm gió.

B. Tải trọng gió dọc

Đối với mố, trụ, kết cấu phần trên mà có một bề mặt cản gió lớn song song với tim dọc của kết cấu thì phải xét tải trọng gió dọc. Phải tính tải trọng gió dọc theo cách tương tự với tải trọng gió ngang theo 22TCN 272 - 01, điều 3.8.1.2.1.

Đối với kết cấu phần trên có mặt trước đặc, tải trọng gió lấy bằng 0,25 lần tải trọng gió ngang theo 22TCN 272 - 01, điều 3.8.1.2.1.

Các tải trọng gió dọc và ngang phải cho tác dụng trong từng trường hợp đặt tải riêng rẽ, nếu thấy thích hợp thì kết cấu phải kiểm toán bằng hợp lực của gió xét đến ảnh hưởng của các góc hướng gió trung gian (không vuông góc).

7.4.7.1.3. Tải trọng gió tác dụng lên xe cộ: W_L

Khi xét tổ hợp tải trọng cường độ III, phải xét tải trọng gió tác dụng vào cả kết cấu và xe cộ. Phải biểu thị tải trọng ngang của gió lên xe cộ bằng tải trọng phân bố 1,5 kN/m, tác dụng theo hướng nằm ngang, ngang với tim dọc kết cấu và đặt ở cao độ 1800 mm bên trên mặt cầu xe chạy.

Phải biểu thị tải trọng gió dọc lên xe cộ bằng tải trọng phân bố 0,75 kN/m tác dụng nằm ngang, song song với tim dọc kết cấu và đặt ở cao độ 1800mm bên trên mặt cầu. Phải truyền tải trọng cho kết cấu ở mỗi trường hợp.

Phải đặt lực gió ngang và dọc lên xe cộ cho từng trường hợp đặt tải riêng rẽ, nếu thích hợp, phải kiểm toán kết cấu bằng hợp lực gió có xét ảnh hưởng của các góc hướng gió trung gian.

7.4.7.1.4. Tải trọng gió thẳng đứng

Phải lấy tải trọng gió thẳng đứng P_v tác dụng vào trọng tâm của diện tích thích hợp theo công thức:

$$P_v = 0.00045 V^2 A_v \text{ (kN)} \quad (22TCN 272 - 01. 3.8.2-1)$$

trong đó:

V = tốc độ gió thiết kế (m/s)

A_v = diện tích phẳng của mặt cầu hay cấu kiện dùng để tính tải trọng gió thẳng đứng (m^2).

Chỉ tính tải trọng này cho các trạng thái giới hạn không liên quan đến gió lên hoạt tải, và chỉ tính khi lấy hướng gió vuông góc với trục dọc của cầu. Phải đặt tải lực gió thẳng đứng cùng với lực gió nằm ngang quy định theo điều 3.8.1 của 22TCN - 272 - 01.

Có thể dùng phương trình trên với điều kiện góc nghiêng của gió tác dụng vào kết cấu ít hơn 50; nếu vượt quá 50, hệ số "nâng bốc" phải được xác định bằng thí nghiệm.

Ví dụ ở cầu Trạm Bạc đã lấy các số liệu ban đầu như sau:

- Tốc độ gió cơ bản 55 m/giây.
- Tốc độ gió lớn nhất 61 m/giây.

7.4.7.2. Một số chỉ dẫn về tính gió đối với kết cấu đúc hẫng

Đoạn kết cấu hẫng phải được nghiên cứu về mặt chống lật đổ trong khi lắp dựng. Hệ số an toàn chống lật phải không được nhỏ hơn 1,5 dưới bất kỳ tổ hợp tải trọng nào. Tốc độ gió nhỏ nhất đối với sự phân tích về ổn định khi đúc hẫng phải lấy bằng 90 km/h, trừ khi có sự đánh giá tốt hơn về tốc độ gió có thể xảy ra đạt được bằng phân tích hoặc các hồ sơ khí tượng cụ thể hơn.

7.4.8. Hoạt tải xe

7.4.8.1. Số làn xe thiết kế

Số làn xe thiết kế được xác định bởi phần số nguyên của tỷ số $W/3500$, ở đây W là bề rộng khoảng trống của phần xe chạy giữa hai đá vĩa hoặc hai rào chắn, đơn vị là mm. Cần xét đến khả năng thay đổi trong tương lai về vật lý hoặc chức năng của bề rộng trống ở phần xe chạy của cầu.

Nếu bề rộng làn xe nhỏ hơn 3500mm thì số làn xe thiết kế lấy bằng số làn giao thông và bề rộng làn xe thiết kế phải lấy bằng bề rộng làn giao thông.

Nếu phần xe chạy rộng từ 6000mm đến 7200mm phải có 2 làn xe thiết kế, mỗi làn bằng một nửa bề rộng phần xe chạy.

7.4.8.2. Hệ số làn xe

Những quy định sau không được áp dụng cho trạng thái giới hạn mỏi, trong trường hợp đó chỉ dùng với một xe tải thiết kế, bất kể số làn xe thiết kế. Khi dùng hệ số phân phối gần đúng của 1 làn xe đơn như trong điều 4.6.2.2 và 4.6.2.3 của Tiêu chuẩn 22TCN - 272 - 01, khác với quy tắc đòn bẩy và phương pháp tĩnh học, ứng lực phải được chia cho 1,20.

Ứng lực cực hạn của hoạt tải phải xác định bằng cách xét mỗi tổ hợp có thể của số làn chịu tải nhân với hệ số tương ứng trong bảng 7.5.

Hệ số trong bảng 7.5 không được áp dụng kết hợp với hệ số phân bố tải trọng gần đúng quy định trong điều 4.6.2.2 và 4.6.2.3 Tiêu chuẩn 22TCN - 272 - 01, trừ khi dùng quy tắc đòn bẩy hay khi có yêu cầu riêng cho dầm ngoài cùng trong cầu dầm- bản quy định trong điều 6.2.2.2.d Tiêu chuẩn 22TCN - 272 - 01, thì được áp dụng.

Bảng 7.5: Hệ số làn "m"

Số làn xe chất tải	Hệ số làn (m)
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

7.4.8.3. Hoạt tải xe ô tô thiết kế**7.4.8.3.1. Tổng quát**

Hoạt tải xe ô tô trên mặt cầu hay kết cấu phụ trợ được gọi là HL-93 gồm một tổ hợp của:

- Xe tải thiết kế hoặc xe 2 trục thiết kế, và
- Tải trọng làn thiết kế.

Trừ trường hợp được điều chỉnh trong điều 3.6.1.3.1 Tiêu chuẩn 22TCN - 272 - 01, mỗi làn thiết kế được xem xét phải được bố trí hoặc xe tải thiết kế hoặc xe hai trục chồng với tải trọng làn khi áp dụng được. Tải trọng được giả thiết chiếm 3000mm theo chiều ngang trong một làn xe thiết kế.

7.4.8.3.2. Hệ số xung kích

Tác động tĩnh học của xe tải hay xe hai trục thiết kế không kể lực ly tâm và lực hãm, phải được tăng thêm một tỷ lệ phần trăm được quy định trong bảng sau cho lực xung kích. Như vậy, hệ số xung kích được lấy bằng: $(1 + IM/100)$.

Lực xung kích không được áp dụng cho tải trọng bộ hành hoặc tải trọng làn thiết kế.

Bảng 7.6: Lực xung kích IM

Cấu kiện	IM
Mối nối bản mặt cầu	75%
Tất cả các trạng thái giới hạn	
Tất cả các cấu kiện khác	15%
Trạng thái giới hạn mới và giòn	
Tất cả các trạng thái giới hạn khác	
	25%

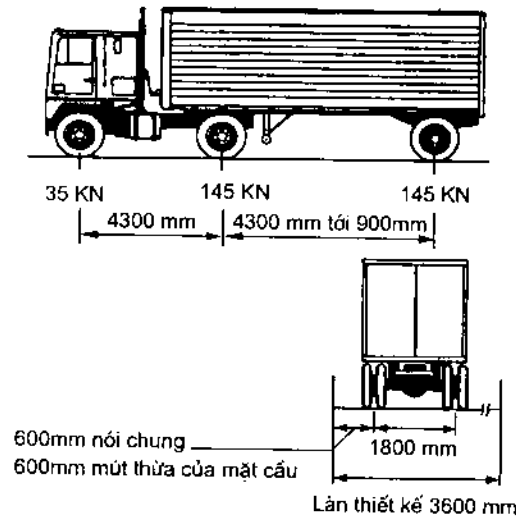
Lực xung kích có thể được chiết giảm cho các cấu kiện trừ mối nối, nếu đã kiểm tra đủ căn cứ theo các quy định của 22TCN 272 - 01, điều 4.7.2.1

7.4.8.3.3. Xe tải thiết kế

Trọng lượng và khoảng cách các trục và bánh xe của xe tải thiết kế phải lấy theo hình 7.4. Lực xung kích lấy theo Mục 7.3.5.3.2. sách này.

Trừ quy định trong điều 3.6.1.3.1 và 3.6.1.4.1 Tiêu chuẩn 22TCN - 272 - 01, cự ly giữa 2 trục 145.000N phải thay đổi giữa 4300 và 9000mm để gây ra ứng lực lớn nhất.

Đối với các cầu trên các tuyến đường cấp IV và thấp hơn, chủ đầu tư có thể xác định tải trọng trục cho trong hình 7.4 nhưng sẽ nhân với hệ số 0,50 hoặc 0,65.



Hình 7.4. Đặc trưng của xe tải thiết kế

7.4.8.3.4. Xe hai trục thiết kế

Xe 2 trục gồm một cặp trục 110.000N cách nhau 1200mm. Cự ly chiều ngang của các bánh xe lấy bằng 1800mm.

Đối với các cầu trên các tuyến đường cấp IV và thấp hơn, chủ đầu tư có thể xác định tải trọng trục kép nói trên nhân với hệ số 0,50 hoặc 0,65.

7.4.8.3.5. Tải trọng làn xe thiết kế

Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3 N/mm phân bố đều theo chiều dọc. Theo chiều ngang cầu được giả thiết là phân bố đều trên chiều rộng 3000mm. Tải trọng làn thiết kế không xét lực xung kích.

7.4.8.3.6. Diện tích tiếp xúc của lốp xe

Diện tích tiếp xúc của lốp xe của một bánh xe có một hay hai lốp được giả thiết là một hình chữ nhật có chiều rộng là 510mm và chiều dài tính bằng mm lấy như sau:

$$L = 2,28 \times 10^{-3} \gamma (1 + IM/100)P$$

trong đó:

γ - hệ số tải trọng.

IM - lực xung kích tính bằng phần trăm (%).

P - 725000 N cho xe tải thiết kế và 55000N cho xe hai trục thiết kế.

Áp lực lốp xe được giả thiết là phân bố đều trên diện tích tiếp xúc. Áp lực lốp xe giả thiết phân bố như sau:

- Trên bề mặt liên tục phân bố đều trên diện tích tiếp xúc quy định.
- Trên bề mặt bị gián đoạn phân bố đều trên diện tích tiếp xúc thực tế trong phạm vi vết xe với áp suất tăng theo tỷ số của diện tích quy định trên diện tích tiếp xúc thực tế.

Khi các vùng phân bố của nhiều bánh xe chập vào nhau thì tổng tải trọng phải được phân bố đều trên diện tích.

7.4.8.3.7. Tác dụng của hoạt tải xe thiết kế

A. Tổng quát

Trừ khi có quy định khác, ứng lực lớn nhất phải được lấy theo giá trị lớn hơn của các trường hợp sau:

- Hiệu ứng của xe hai trục thiết kế tổ hợp với hiệu ứng tải trọng làn thiết kế, hoặc
- Hiệu ứng của một xe tải thiết kế có cự ly trục bánh thay đổi kết hợp với hiệu ứng của tải trọng làn thiết kế, và
- Đối với mômen âm giữa các điểm uốn ngược chiều chịu tải trọng rải đều trên các nhịp và chỉ đối với phản lực gối giữa thì lấy 90% hiệu ứng của hai xe tải thiết kế có khoảng cách trục bánh trước xe này cách bánh sau xe kia là 15000mm tổ hợp với 90% hiệu ứng của tải trọng làn thiết kế; khoảng cách giữa các trục 145kN của mỗi xe tải phải lấy bằng 4300mm.

Các trục bánh xe không gây ra ứng lực lớn nhất đang xem xét phải bỏ qua.

Cả tải trọng làn và vị trí của bề rộng 3000mm của mỗi làn phải đặt sao cho gây ra ứng lực lớn nhất. Xe tải thiết kế hoặc xe hai bánh thiết kế phải bố trí trên chiều ngang sao cho tim của bất kỳ tải trọng bánh xe nào cũng không gần hơn:

- Khi thiết kế bản hẫng: 300mm tính từ mép đá vĩa hay lan can
- Khi thiết kế các bộ phận khác: 600mm tính từ mép làn xe thiết kế.

Chiều dài của làn xe thiết kế hoặc một phần của nó mà gây ra ứng lực lớn nhất phải được chất tải trọng làn thiết kế.

B. Chất tải để đánh giá độ võng do hoạt tải tùy ý

Nếu chủ đầu tư yêu cầu tiêu chuẩn độ võng do hoạt tải tùy ý theo điều 2.5.2.6.2 thì độ võng cần lấy theo trị số lớn hơn của:

- Kết quả tính toán do chỉ một mình xe tải thiết kế, hoặc
- Kết quả tính toán của 25% xe tải thiết kế cùng với tải trọng làn thiết kế.

C. Tải trọng thiết kế dùng cho mặt cầu, hệ mặt cầu

Những quy định trong điều này không được áp dụng cho mặt cầu được thiết kế theo phương pháp thiết kế theo kinh nghiệm. Khi bản mặt cầu được thiết kế theo phương pháp dải gần đúng thì các ứng lực phải được xác định trên cơ sở sau:

+ Khi các dải cơ bản là ngang và nhịp không vượt quá 4600 mm- các dải ngang phải được thiết kế theo các bánh xe của trục 145000 N.

+ Khi các dải cơ bản là ngang và nhịp vượt quá 4600mm - các dải ngang phải được thiết kế theo các bánh xe của trục 145.000 N và tải trọng làn.

+ Khi các dải cơ bản là dọc - các dải ngang phải được thiết kế theo tất cả các tải trọng, bao gồm cả tải trọng làn.

+ Khi bản mặt cầu được thiết kế theo phương pháp dải gần đúng thì phải thiết kế với:

- Các bánh xe của trục 145kN của xe tải thiết kế- khi các dải là ngang.

- Tất cả các tải trọng, bao gồm cả tải trọng làn khi các dải là dọc.

Khi dùng phương pháp tính chính xác phải xét tất cả tải trọng quy định trong điều 3.6.1.2 của Tiêu chuẩn 22TCN 272 - 01, bao gồm cả tải trọng làn.

Các kiểu kết cấu kể cả cầu bản phải được thiết kế với tất cả hoạt tải quy định trong điều 3.6.1.2 của Tiêu chuẩn 22TCN 272 - 01, bao gồm cả tải trọng làn.

Tải trọng bánh xe được giả thiết là bằng nhau trong phạm vi một đơn vị trục xe và sự tăng tải trọng bánh xe do các lực ly tâm và lực hãm không cần đưa vào tính toán bản mặt cầu.

D. Tải trọng trên bản hẫng

Khi thiết kế bản mặt cầu hẫng có chiều dài hẫng không quá 1800mm tính từ trục tim của dầm ngoài cùng đến mặt của lan can bằng bê tông liên tục về kết cấu, tải trọng bánh xe dầy ngoài cùng có thể được thay bằng một tải trọng tuyến phân bố đều với cường độ 14,6 N/mm đặt cách bề mặt lan can 300mm.

Tải trọng ngang trên bản hẫng do lực va của xe với rào chắn phải phù hợp với quy định của phần 13 của Tiêu chuẩn 22TCN 272 - 01.

7.4.8.3.8. Tải trọng mỗi

A. Độ lớn và dạng

Tải trọng tính mỗi là một xe tải thiết kế hoặc là các trục của nó đã được quy định nhưng với một khoảng cách không đổi là 9000 mm giữa các trục 145.000N.

Lực xung kích phải được áp dụng cho tải trọng tính mỗi.

B. Tần số lặp lại của tải trọng mỗi

Tần số của tải trọng mỗi phải được lấy theo lưu lượng xe tải trung bình ngày của làn xe đơn ($ADTT_{sl}$). Tần số này phải được áp dụng cho tất cả các cấu kiện của cầu, dù cho chúng nằm dưới làn xe có số xe tải ít hơn.

Khi thiếu các thông tin đầy đủ thì $ADTT$ của làn xe đơn phải lấy như sau:

$$ADTT_{sl} = p \times ADTT$$

trong đó:

ADTT - số xe tải/ngày theo một chiều tính trung bình trong tuổi thọ thiết kế;

ADTT_{SL} - số xe tải/ngày trong một làn xe đơn tính trung bình trong tuổi thọ thiết kế;

p - lấy theo bảng 7.7.

Bảng 7.7 - Phân bố xe tải trong một làn xe đơn p

Số làn xe có giá trị cho xe tải	p
1	1,00
2	0,85
≥ 3	0,80

C. Phân bố tải trọng khi tính mỗi

* Các phương pháp chính xác

Khi cầu được tính toán theo bất kỳ phương pháp chính xác nào được quy định trong điều 4.6.3 của Tiêu chuẩn 22TCN 272 - 01, thì một xe tải đơn chiếc phải được bố trí theo chiều ngang và chiều dọc sao cho phạm vi ứng suất trong chi tiết đang xét là lớn nhất, bất kể vị trí dòng xe hay làn xe thiết kế trên mặt cầu.

* Các phương pháp gần đúng

Khi cầu được tính toán theo sự phân bố gần đúng của tải trọng như quy định trong điều 4.6.2 của Tiêu chuẩn 22TCN 272 - 01, phải sử dụng hệ số phân bố cho một làn xe.

7.4.9. Hoạt tải người đi bộ

Đối với tất cả đường bộ hành rộng hơn 600mm phải lấy tải trọng người đi bộ bằng 3×10^{-3} MPa và phải tính đồng thời cùng hoạt tải xe thiết kế. Đối với cầu chỉ dành cho người đi bộ và đi xe đạp phải thiết kế với hoạt tải là 4.1×10^{-3} MPa.

Khi đường bộ hành, cầu cho người đi bộ và cầu đi xe đạp có dụng ý dùng xe bảo dưỡng và xe ngẫu nhiên thì các tải trọng này phải được xét trong thiết kế. Lực xung kích của các loại xe này không cần phải xét.

7.4.10. Lực ly tâm CE

Lực ly tâm được lấy bằng tích số của các trọng lượng trục của xe tải hay xe hai trục với hệ số C lấy như sau;

$$C = \frac{4v^2}{3gR} \quad (22TCN\ 272-01.\ 3.6.3-1).$$

trong đó:

v - tốc độ thiết kế đường ô tô (m/s);

g - gia tốc trọng lực 9,807 (m/s²).

R - bán kính cong của làn xe (m).

Tốc độ thiết kế đường bộ không lấy nhỏ hơn trị số quy định trong Tiêu chuẩn thiết kế đường bộ.

Phải áp dụng hệ số làn đã nói ở trên (điều 3.6.1.1.2 của 22 TCN - 272 - 01).

Lực ly tâm tác dụng theo phương nằm ngang cách phía trên mặt đường 1800mm.

7.4.11. Lực hãm BR

Lực hãm được lấy bằng 25% của trọng lượng các trục xe tải hay xe hai trục thiết kế cho mỗi làn được đặt trong tất cả các làn thiết kế được chất tải theo điều 3.6.1.1.1 và coi như đi cùng một chiều. Các lực này được coi là tác dụng theo chiều nằm ngang cách phía trên mặt đường 1.800mm theo cả hai chiều dọc để gây ra ứng lực lớn nhất. Tất cả các làn thiết kế phải được chất tải đồng thời đối với cầu và coi như đi cùng một chiều trong tương lai.

Phải áp dụng hệ số làn đã nói ở trên (điều 3.6.1.1.2 của 22 TCN - 272 - 01).

7.4.12. Lực va của xe CT

7.4.12.1. Bảo vệ kết cấu

Những nội dung của mục 7.4.12.2 sau đây sẽ không cần tuân thủ nếu công trình được bảo vệ bởi rào chắn cao 1070 mm đặt cách bộ phận cần bảo vệ hơn 3000 mm.

Để đánh giá sự miễn trừ này, rào chắn phải tương đương về cấu tạo và hình học với mức ngăn chặn L3 quy định trong phần 13 của Tiêu chuẩn 22TCN - 272- 01.

7.4.12.2. Xe cộ và tàu hoả va vào kết cấu

Trừ khi được bảo vệ như đã nói trên, mố trụ đặt trong phạm vi cách mép lòng đường bộ 9000 mm hay trong phạm vi 15000 mm đến tim đường sắt đều phải thiết kế cho một lực tĩnh tương đương là 1.800.000N tác dụng ở bất kỳ hướng nào trong mặt phẳng nằm ngang, cách mặt đất 1200 mm.

7.4.12.3. Xe cộ va vào rào chắn

Để tính toán lực va xe vào rào chắn và lan can cần phải áp dụng các quy định trong phần 13 của Tiêu chuẩn 22TCN - 272 - 01. Trong sách này sẽ không trình bày.

7.5. PHÂN TÍCH DỌC

7.5.1. Nguyên tắc chung

7.5.1.1. Phương pháp phân tích gần đúng

Trong các tính toán thông thường vẫn áp dụng mô hình hệ thanh phẳng. Vì vậy có thể phân chia thành 2 công việc là phân tích dọc cầu và phân tích ngang cầu. Khi phân tích dọc,

chúng ta xét bài toán phân tích kết cấu trong mặt phẳng thẳng đứng dọc cầu. Sơ đồ kết cấu hệ thanh thường được sử dụng vì nó đơn giản, thuận tiện và đủ đảm bảo độ chính xác thực tế cần thiết. Căn cứ các sơ đồ kết cấu khác nhau xuất hiện dần trong suốt quá trình thi công cho đến lúc khai thác (khi mà ảnh hưởng của các biến dạng kéo dài theo thời gian đã coi như xảy ra hết, ví dụ sau 3 năm) cùng với sơ đồ tải trọng của từng thời điểm đặc trưng để tiến hành phân tích dọc đối với kết cấu.

Có thể áp dụng sự phân tích đàn hồi và lý thuyết dầm để xác định các mômen lực cắt và độ võng thiết kế. Phải xem xét các ảnh hưởng do co ngót và từ biến, thay đổi nhiệt độ cũng như những ảnh hưởng do biến dạng cắt chậm. Sự biến dạng do cắt chậm sẽ được nghiên cứu phù hợp với các điều khoản của điều 4.6.2.9.3.

Đối với các nhịp lớn hơn 75000mm thì khi đánh giá các kết quả về phân tích đàn hồi cần đề cập tới các sự biến đổi có thể có về mô đun đàn hồi của bê tông, các sự biến đổi về tính chất co ngót, từ biến của bê tông và ảnh hưởng của những biến đổi trong tiến trình thi công tới các yếu tố này và các thông số thiết kế khác.

Khi phân tích theo phương dọc các cầu bê tông có phân đoạn phải xem xét tới biện pháp thi công đặc biệt và tiến trình thi công cũng như ảnh hưởng theo thời gian, co ngót, từ biến bê tông và mất mát dự ứng suất.

Phải xét ảnh hưởng của các mômen thứ cấp phát sinh do dự ứng lực trong tính toán ứng suất ở trạng thái giới hạn về sử dụng. Trong trạng thái giới hạn về cường độ, tác dụng của lực thứ cấp gây ra do dự ứng lực với hệ số vượt tải 1,0 phải được cộng đại số thêm vào các tải trọng tính toán (có hệ số) khác cho thích hợp.

Việc phân tích kết cấu trong bất kỳ giai đoạn thi công nào cũng phải xem xét tới các tổ hợp tải trọng, ứng suất và sự ổn định trong thi công như đã chỉ dẫn trong điều 5.14.2.3 của 22 TCN 272 - 01.

Việc phân tích hệ thống kết cấu ở trạng thái đã hoàn thành sẽ áp dụng các điều khoản trong điều 5.14.2.2.3 của 22 TCN 272 - 01.

7.5.1.2. Phương pháp phân tích chính xác

Có thể sử dụng các phương pháp chính xác liệt kê ở mục 7.2.1 nêu trên để phân tích các cầu. Trong phân tích như vậy, phải xem xét các tỷ lệ hình học của các cấu kiện vị trí và số nút, và các đặc trưng khác về hình dáng có thể ảnh hưởng đến độ chính xác của lời giải thích.

Các lan can giao thông hoặc giải phân cách giữa có kết cấu liên tục làm việc liên hợp với các cấu kiện đỡ, có thể được coi có tác dụng về mặt kết cấu trong các trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn môi.

Khi sử dụng phương pháp phân tích chính xác, bảng biểu về các hệ số phân bố hoạt tải cho các nội lực cực trị trong mỗi nhịp phải được cung cấp trong các tài liệu báo cáo thiết kế để giúp cấp giấy phép và phân loại cầu.

Phép phân tích chính xác về cầu nhiều ngăn có thể được thực hiện bằng bất cứ phương pháp phân tích nào đã liệt kê ở trên, ngoại trừ phương pháp đường chảy dẻo, nó xét đến hai chiều trên mặt bằng và mô hình hoá các điều kiện biên. Các mô hình nhằm xét đến độ vênh xoắn và tác động khung ngang phải là mô hình ba chiều.

Đối với các mặt cắt hộp đơn, kết cấu nhịp có thể được phân tích như dầm có sườn cho cả các hiệu ứng xoắn và uốn. Vị trí ngang của các gối tựa phải được mô hình hoá.

7.5.2. Các mô hình chống và giằng (mô hình giàn ảo)

7.5.2.1. Tổng quát

Khi kiểm toán các trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn đặc biệt có thể dùng mô hình chống và giằng để xác định nội lực ở gần gối và các điểm có đặt lực tập trung hoặc vùng có sự gián đoạn về hình học.

Nếu mô hình chống và giằng được áp dụng cho việc tính toán kết cấu thì phải áp dụng các điều từ 5.6.3.2 đến 5.6.3.6.

7.5.2.2. Mô hình hóa kết cấu

Một kết cấu và cấu kiện hay một vùng kết cấu có thể được mô hình hoá như một tổ hợp của các giằng thép chịu kéo và các thanh chống bê tông chịu nén nối với nhau tại các nút để tạo thành một kết cấu giàn ảo có khả năng chịu được tất cả các lực đặt vào truyền tới các gối, bề dày yêu cầu của các thanh chịu nén và chịu kéo sẽ được xem xét khi xác định yếu tố hình học của giàn ảo này.

Sức kháng tính toán P_r của các thanh chịu kéo và nén sẽ được coi như các cấu kiện chịu lực dọc trục:

$$P_r = \varphi P_n \quad (22\text{TCN } 272 - 01, 5.6.3.2 - 1)$$

trong đó:

P_n - cường độ danh định của thanh chống nén hoặc giằng kéo (N).

φ - hệ số sức kháng cho trường hợp chịu kéo hoặc nén được quy định trong điều 5.5.4.2 của tiêu chuẩn 22 TCN 272-01.

7.5.2.3. Định kích thước của thanh chống ảo chịu nén

7.5.2.3.1. Cường độ của thanh chịu nén ảo không cốt thép

Sức kháng danh định của thanh chịu nén không cốt thép lấy như sau:

$$P_n = f_{cu} A_{cs} \quad (22\text{TCN } 272 - 01, 5.6.3.3.1 - 1)$$

Với: P_n - sức kháng danh định của thanh chịu nén (N).

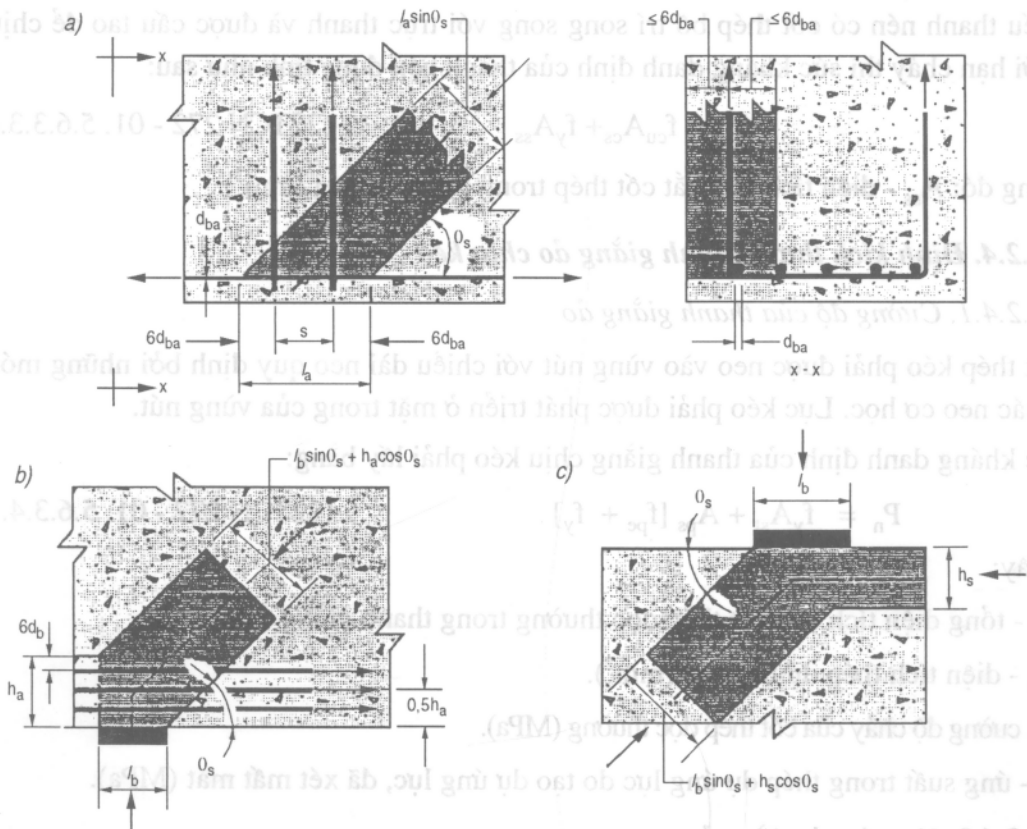
f_{cu} - ứng suất chịu nén giới hạn như quy định trong điều 5.6.3.3.3 (MPa).

A_{cs} - diện tích mặt cắt ngang của thanh chịu nén.

7.4.2.3.2. Diện tích mặt cắt ngang hữu hiệu của thanh chịu nén ảo

Giá trị A_{cs} phải được xác định với sự xem xét cả 2 khả năng là diện tích bê tông và điều kiện ở đầu thanh chống như biểu thị trong hình 7.5.

Khi đầu thanh chống được neo bằng cốt thép thì phạm vi bê tông hữu hiệu có thể mở rộng thêm một khoảng bằng 6 lần đường kính cốt thép, tính từ thanh cốt thép neo như biểu thị ở hình 7.5a.



Hình 7.5. (hình 5.6.3.3.2-1 của 22 TCN 272-01)

Ảnh hưởng của điều kiện neo đến diện tích mặt cắt ngang hữu hiệu của thanh chống

a) Thanh chống được neo bằng cốt thép; b) Thanh chống được neo bằng gổi và cốt thép;

c) Thanh chống được neo bằng gổi và thanh chống

7.5.2.3.3. Ứng suất nén giới hạn trong thanh chống ảo

Ứng suất chịu nén giới hạn f_{cu} phải lấy như sau:

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0,8 + 170\varepsilon_1} \leq 0,85f'_c \quad (22TCN 272 - 01. 5.6.3.3.3 - 1)$$

trong đó:

$$\varepsilon_1 = (\varepsilon_s + 0,002) \cot^2 \alpha_s \quad (22TCN 272 - 01. 5.6.3.3.3 - 2)$$

ở đây:

α_s - góc nhỏ nhất giữa thanh chịu nén và thanh chịu kéo liền kề (độ).

ε_s - biến dạng kéo trong bê tông theo hướng của giằng chịu kéo (mm/mm).

f'_c - cường độ chịu nén quy định (MPa).

7.5.2.3.4. Thanh chống dũa có cốt thép

Nếu thanh nén có cốt thép bố trí song song với trục thanh và được cấu tạo để chịu nén tới giới hạn chảy thì sức kháng danh định của thanh nén được tính như sau:

$$P_n = f_{cu}A_{cs} + f_yA_{ss} \quad (22TCN 272 - 01. 5.6.3.3.4 - 1)$$

trong đó: A_{ss} - diện tích mặt cắt cốt thép trong thanh chống (mm²)

7.5.2.4. Định kích thước thanh giằng dũa chịu kéo

7.5.2.4.1. Cường độ của thanh giằng dũa

Cốt thép kéo phải được neo vào vùng nút với chiều dài neo quy định bởi những móc neo hoặc các neo cơ học. Lực kéo phải được phát triển ở mặt trong của vùng nút.

Sức kháng danh định của thanh giằng chịu kéo phải lấy bằng:

$$P_n = f_yA_{st} + A_{ps} [f_{pe} + f_y] \quad (22TCN 272 - 01. 5.6.3.4.1 - 1)$$

ở đây:

A_{st} - tổng diện tích của cốt thép dọc thường trong thanh giằng (mm²).

A_{ps} - diện tích thép dự ứng lực (mm²).

f_y - cường độ chảy của cốt thép dọc thường (MPa).

f_{pe} - ứng suất trong thép dự ứng lực do tạo dự ứng lực, đã xét mất mát (MPa).

7.5.2.4.2. Neo thanh giằng dũa

Cốt thép của thanh giằng chịu kéo phải được neo để truyền lực kéo của nó đến vùng nút của giàn phù hợp với yêu cầu chiều dài phát triển của cốt thép như quy định trong điều 5.11.

7.5.2.5. Định kích thước vùng nút dũa

Trừ khi có bố trí cốt thép đai và tác dụng của nó được chứng minh qua tính toán hay thực nghiệm, ứng suất nén trong bê tông ở vùng nút không được vượt quá trị số sau:

Đối với vùng nút bao bởi thanh chịu nén và mặt gối: $0,85 \phi f'_c$

Đối với vùng nút neo thanh chịu kéo một hướng: $0,75 \phi f'_c$

Đối với vùng nút neo thanh chịu kéo nhiều hướng: $0,65 \phi f'_c$

trong đó: φ - hệ số sức kháng chịu lực ép mặt trên bê tông như quy định ở điều 5.5.4.2.

Cốt thép của thanh chịu kéo phải được bố trí đều trên toàn bộ diện tích hữu hiệu của bê tông ít nhất bằng lực của thanh chịu kéo chia cho ứng suất giới hạn được quy định ở đây.

Ngoài việc thoả mãn các tiêu chuẩn cường độ chịu lực cho thanh chịu kéo và nén, vùng nút phải được thiết kế theo ứng suất và giới hạn của vùng neo như quy định ở các điều 5.6.3.4.1 và 5.6.3.4.2 Tiêu chuẩn 22 TCN 272 - 01.

Các ứng suất ép mặt trên vùng nút phát sinh do lực tập trung hay phản lực phải thoả mãn các điều kiện quy định trong điều 5.7.5 Tiêu chuẩn 22 TCN 272 - 01.

7.5.2.6. Cốt thép không chế nút

Các kết cấu và cấu kiện hoặc các vùng cục bộ của nó, trừ phần bản và đế móng, được thiết kế theo các quy định của điều 5.6.3 phải có một mạng lưới thép trục giao ở gần bề mặt của nó. Khoảng cách giữa các thanh không được vượt quá 300 mm.

Tỷ lệ diện tích cốt thép so với diện tích mặt cắt nguyên của bê tông không được nhỏ hơn 0,003 theo mỗi chiều.

Cốt thép không chế nút bố trí ở vùng của thanh chịu kéo có thể được coi như một phần cốt thép của thanh chịu kéo.

7.5.3. Bề rộng bản cánh dầm hữu hiệu

7.5.3.1. Các dầm hộp, dầm bê tông phân đoạn và các dầm 1 hộp đúc tại chỗ

Chiều rộng hữu hiệu của bản cánh dùng cho việc tính toán ứng suất khi chịu tải khai thác có thể được xác định theo các hướng dẫn sau:

Khi không đủ điều kiện phân tích chính xác hơn hoặc trừ phi được quy định khác thì phải tính toán theo quy định dưới đây đối với trị số giới hạn của bề rộng bản bê tông, xem như bề rộng hữu hiệu trong tác dụng liên hợp để xác định sức kháng của trạng thái giới hạn, khi tính độ võng cần xét trên cơ sở toàn bộ chiều rộng bản cánh dầm. Khi tính bề rộng bản cánh dầm hữu hiệu, chiều dài nhịp hữu hiệu có thể lấy bằng nhịp thực tế đối với các nhịp giản đơn và bằng khoảng cách giữa các điểm thay đổi mômen uốn (điểm uốn của biểu đồ mômen) của tải trọng thường xuyên đối với các nhịp liên tục, thích hợp cả mômen âm và dương.

Có thể giả thiết bề rộng bản cánh dầm hữu hiệu bằng bề rộng bản cánh thực nếu như:

$$b \leq l_1$$

$$b \leq 3 d_0$$

Ngược lại, có thể lấy bề rộng hữu hiệu của các bản cánh còn lại như quy định trong hình 7.6 đến 7.9 trong đó:

d_0 - chiều cao của kết cấu nhịp (mm).

b - bề rộng thực của bản cánh tính từ bản bụng dầm ra mỗi phía nghĩa là b_1, b_2, b trong hình 7.8 (mm).

b_e - bề rộng bản cánh dầm hữu hiệu tương ứng với vị trí cụ thể của đoạn nhịp khảo sát như quy định trong hình 7.6 (mm).

b_m - bề rộng bản cánh hữu hiệu của các phần nhịp bên trong như quy định ở hình 7.7 là trường hợp đặc biệt của b_e (mm).

b_s - bề rộng bản cánh hữu hiệu ở trụ phía trong hoặc bản cánh hẫng được xác định theo hình 7.7 là trường hợp đặc biệt của b_e (mm).

a - phần đoạn nhịp chịu một đường truyền theo bề rộng bản cánh hữu hiệu được tính bằng giá trị nhỏ nhất trong 2 giá trị hoặc là bề rộng bản cánh thực tính từ bản bụng dầm ra mỗi phía như trong hình 7.8 hoặc $1/4$ chiều dài nhịp.

l_1 - chiều dài nhịp quy ước cho trong hình 7.6 với mục đích xác định chiều rộng bản cánh hữu hiệu lấy theo hình 7.7.

Chú ý :

Trong mọi trường hợp, bề rộng bản cánh hữu hiệu không được lấy lớn hơn bề rộng bản cánh thực.

Có thể bỏ qua ảnh hưởng của việc chất tải không đối xứng đến bề rộng bản cánh dầm hữu hiệu. Phải tính giá trị của b_s với trị số lớn nhất trong 2 chiều dài nhịp liền kề với trụ.

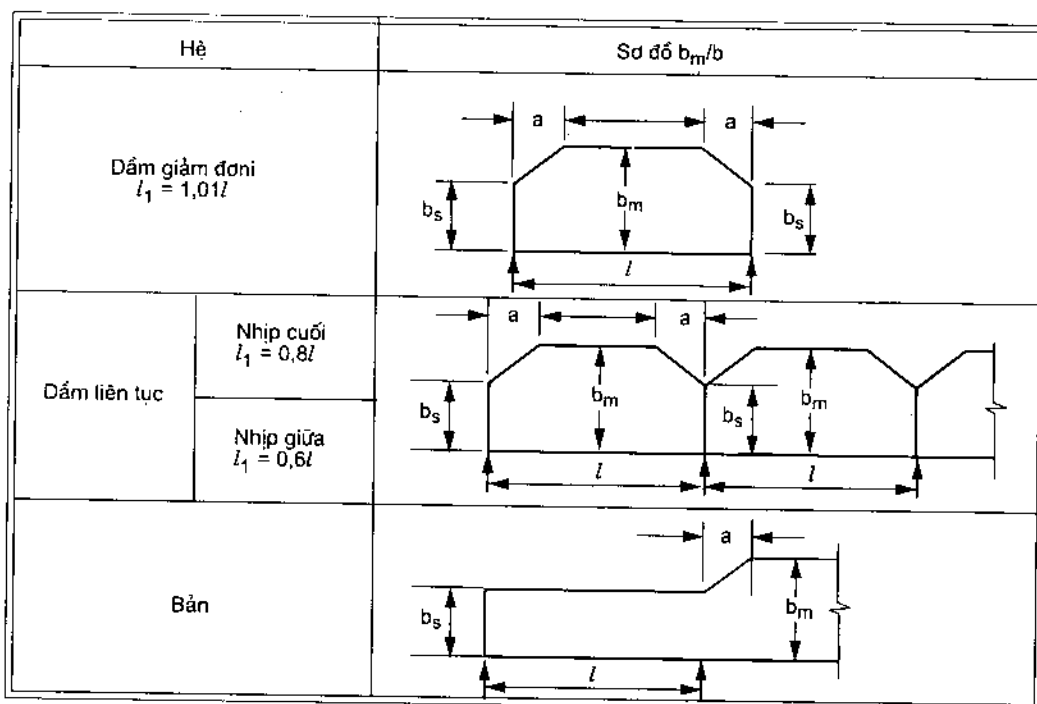
Nếu b_m nhỏ hơn b_s trong 1 nhịp, có thể xác định sơ đồ bề rộng hữu hiệu bên trong nhịp bằng cách nối đường có bề rộng hữu hiệu b_s vào các điểm gối kế nhau để cộng tác dụng các nội lực cục bộ và nội lực tổng thể, có thể giả thiết sự phân bố ứng suất do nội lực tổng thể gây ra có 1 sơ đồ đường thẳng phù hợp với hình 7.8c. Cần xác định sự phân bố ứng suất tuyến tính là phân bố ứng suất không đổi với các điều kiện là lực trong bản cánh dầm không thay đổi và bề rộng cực đại của phân bố ứng suất tuyến tính trên mỗi bên của bản bụng dầm hữu hiệu.

7.5.3.2. Kết cấu nhịp nhiều ngăn đúc tại chỗ

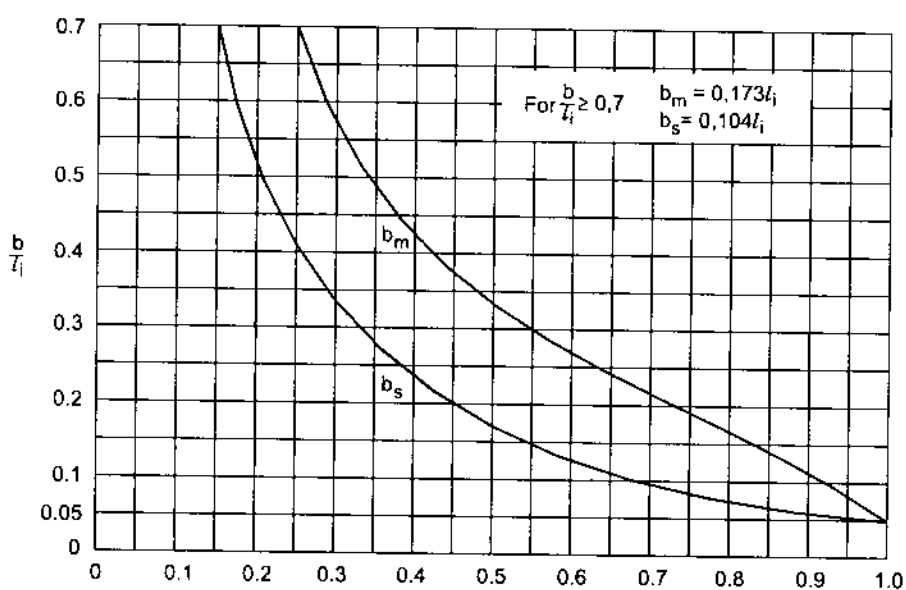
Bề rộng hữu hiệu của các kết cấu nhịp dạng nhiều ngăn đúc bê tông tại chỗ có thể lấy hoặc như trong điều 4.6.2.6.1, với mỗi bản bụng coi như một dầm, hoặc bằng chiều rộng toàn phần của bản mặt cầu. Trong trường hợp sau, ảnh hưởng của lực cắt trễ trong vùng biên phải được khảo sát lại.

Các đặc tính về mặt cắt đối với các lực pháp tuyến có thể được xác định theo hình 7.9 hoặc bằng cách phân tích chặt chẽ hơn.

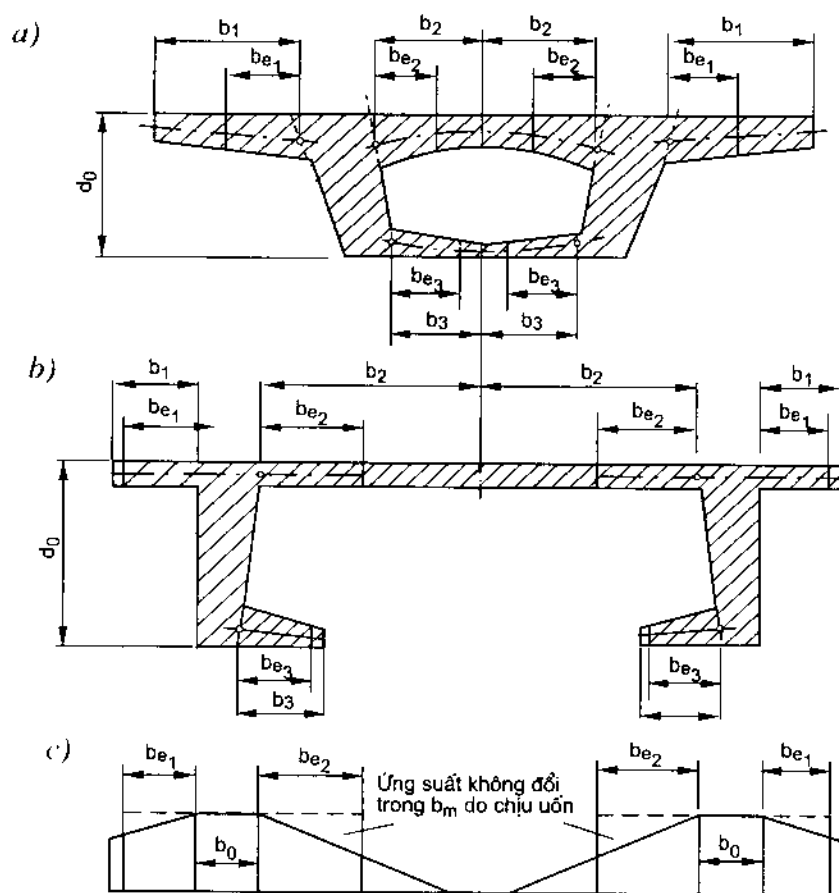
Có thể tính toán lực uốn, lực cắt và lực pháp tuyến với các sức kháng có hệ số tương ứng. Khả năng chịu tải của một mặt cắt ngang theo trạng thái giới hạn về cường độ có thể được xác định với giả thiết là toàn bộ bề rộng bản cánh chịu nén.



Hình 7.6. (Hình 4.6.2.6.2-1 của 22TCN 272-01)
Sơ đồ của các bề rộng bản cánh dầm hữu hiệu b_e , b_m và b_s

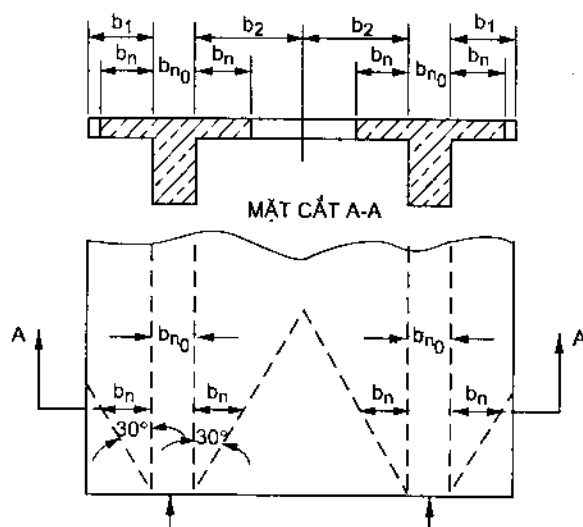


Hình 7.7. (hình 4.6.2.6.2-2 của 22TCN 272-01)
Giá trị của hệ số bề rộng bản cánh dầm hữu hiệu b_m và b_s tính theo giá trị b/l_1 cho trước



Hình 7.8. (hình 4.6.2.6.2-3 của 22TCN 272 - 01)

Các mặt cắt ngang và bề rộng bản cánh dầm hữu hiệu tương ứng b_e theo uốn và cắt



Hình 7.9. (hình 4.6.2.6.2-4 của 22TCN 272 - 01)

Bề rộng bản cánh dầm hữu hiệu, b_n theo lực pháp tuyến

7.6. PHÂN TÍCH NGANG

7.6.1. Giới thiệu chung

Tiêu chuẩn 22 TCN 272 - 01 quy định rằng: Khi tính toán theo phương ngang đối với kết cấu nhịp cầu dầm nhiều đốt thì có thể tiến hành phù hợp với các điều khoản của điều 4.6.2 của 22 TCN 272 - 01.

Hiệu ứng của kết cấu khung trong mặt cắt ngang được xét theo nguyên tắc sau:

- Khi mặt cầu là một phần không tách rời của mặt cắt nhiều ngăn hoặc mặt cắt hình hộp, thì độ cứng uốn hoặc xoắn của các thành phần đỡ của mặt cắt, tức là của các bản bụng dầm và bản đáy dầm có thể gây ra các nội lực đáng kể trong bản mặt cầu. Phải đưa các thành phần đó vào trong tính toán bản mặt cầu.

- Nếu chiều dài của phân đoạn khung được mô hình hoá như bề rộng của dải tương đương, có thể sử dụng các quy định của các điều 4.6.2.1.3, 4.6.2.1.5 và 4.6.2.1.6 của Tiêu chuẩn 22 TCN 272 - 01.

Như vậy, khi thiết kế theo phương ngang đối với các đốt dầm hộp, phải xem xét đốt đó như là một khung hộp cứng. Bản cánh hộp dầm sẽ được tính toán như là các mặt cắt có chiều dày thay đổi, có kể đến phân tầng cường góc giữa bản cánh và sườn hộp. Các tải trọng do bánh xe tác dụng phải được đặt sao cho có mômen cực đại và phải dùng phương pháp phân tích đàn hồi để xác định sự phân bố thực tế theo chiều dọc của tải trọng bánh xe đối với mỗi vị trí đặt tải. Cần xem xét tới sự gia tăng của lực cắt ở vách và các ảnh hưởng khác đối với mặt cắt ngang do tải trọng lệch tâm hoặc do sự mất đối xứng hình học của kết cấu.

Có thể áp dụng theo các điều khoản của các điều 4.6.2.1 và 4.6.3.2, khi thiết lập mặt ảnh hưởng, ví dụ như các mặt ảnh hưởng do Hemberg (1968) và Pucher (1964), hoặc các phương pháp phân tích đàn hồi khác, để tính hoạt tải cộng thêm với ảnh hưởng của mômen tác động vào bản cánh trên của mặt cắt hộp.

Khi phân tích theo phương ngang phải xem xét tới sự co rút đàn hồi và từ biến ngang do tác dụng của dự ứng suất gây ra cũng như xét đến co ngót, cần phải xét đến các mômen thứ cấp do dự ứng suất trong khi tính toán ứng suất theo trạng thái giới hạn khai thác và trong việc đánh giá lại kết cấu. Trong trạng thái giới hạn về cường độ, tác dụng của lực thứ cấp phát sinh do dự ứng suất, với hệ số vượt tải là 1,0, sẽ được cộng đại số thêm vào các tác dụng của lực gây ra do tĩnh tải và hoạt tải tính toán (có hệ số) và các tải trọng khác.

7.6.2. Phân bố tải trọng gió ngang trong cầu hình hộp

Một phần tư của lực gió tác dụng lên mặt cắt hình hộp sẽ tác dụng lên bản cánh dưới của dầm hộp bên ngoài. Mặt cắt được giả thiết để chống lại lực gió bao gồm bản cánh dưới và một phần của thân dầm, phải giả thiết ba phần tư còn lại của lực gió lên mặt cắt hình hộp, cộng với lực gió lên xe cộ, barie và các chi tiết phụ khác được truyền đến các gối tựa qua tác động vách ngăn của mặt cầu. Phải có các giằng ngang giữa các hộp nếu mặt cắt dự kiến để chống lại lực gió không thích hợp.

7.7. XÁC ĐỊNH NỘI LỰC DO CÁC TỔ HỢP TẢI TRỌNG

7.7.1. Nguyên tắc chung lập các tổ hợp tải trọng

7.7.1.1. Tải trọng và tên tải trọng

Trong phần trên đã giới thiệu về tĩnh tải, hoạt tải và tải trọng thi công. Theo Tiêu chuẩn 22TCN 272 - 01 cần phải xét đến nhiều tổ hợp tải trọng mà trong đó ngoài các hoạt tải, tĩnh tải còn kể đến nhiều tải trọng khác nữa. Các tải trọng, lực thường xuyên và nhất thời sau đây phải được xem xét đến:

- *Tải trọng thường xuyên:*

DD: tải trọng kéo xuống (xét hiện tượng ma sát âm).

DC: tải trọng bản thân của các bộ phận kết cấu và thiết bị phụ phi kết cấu.

DW: tải trọng bản thân của lớp phủ mặt và các tiện ích công cộng.

EH: tải trọng áp lực đất nằm ngang.

EL: các hiệu ứng bị hãm tích lũy do phương pháp thi công.

ES: tải trọng đất chất thêm.

EV: áp lực thẳng đứng do tự trọng đất đắp.

- *Tải trọng nhất thời:*

BR: lực hãm xe;

CE: lực ly tâm;

CR: từ biến;

CT: lực va xe;

CV: lực va tàu;

EQ: động đất;

FR: ma sát;

IM: lực xung kích (lực động) của xe;

LL: hoạt tải xe;

LS: hoạt tải chất thêm;

PL: tải trọng người đi;

SE: lún;

SH: co ngót;

TG: gradien nhiệt;

TU: nhiệt độ đều;

WA: tải trọng nước và áp lực dòng chảy;

WL: gió trên hoạt tải;

WS: tải trọng gió trên kết cấu;

7.7.1.2. Các hệ số và tổ hợp tải trọng

7.7.1.2.1. Hệ số tải trọng và tổ hợp tải trọng

Các cấu kiện và các liên kết của cầu phải thỏa mãn phương trình sau (đã nêu ở mục 7.1.1.2.1) của sách này.

$$\sum \eta_i Y_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (22TCN 272 - 01. 1.3.2.1 - 1).$$

Tổng ứng lực tính toán phải được lấy như sau:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (22TCN 272 - 01. 3.4.1 - 1).$$

trong đó: η_i : hệ số điều chỉnh tải trọng.

Q_i : tải trọng quy định.

γ_i : hệ số tải trọng lấy theo bảng 7.8 và 7.9.

Khi kiểm toán theo phương trình 1.3.2.1.1 nói trên phải xét tương ứng với các tổ hợp thích hợp của ứng lực cực hạn tính toán được quy định cho từng trạng thái giới hạn sau đây:

- Trạng thái giới hạn cường độ 1: tổ hợp tải trọng cơ bản liên quan đến việc sử dụng cho xe tiêu chuẩn của cầu không xét đến gió.

- Trạng thái giới hạn cường độ 2: tổ hợp tải trọng liên quan đến cầu chịu gió với vận tốc vượt quá 25m/s.

- Trạng thái giới hạn cường độ 3: tổ hợp tải trọng liên quan đến việc sử dụng xe tiêu chuẩn của cầu với gió có vận tốc 25m/s.

- Trạng thái giới hạn đặc biệt: tổ hợp tải trọng liên quan đến động đất, lực va của tàu thuyền và xe cộ, và liên quan đến một số hiện tượng thủy lực với hoạt tải đã chiết giảm khác với khi là một phần của tải trọng xe và xô (CT).

- Trạng thái giới hạn sử dụng: tổ hợp tải trọng liên quan đến khai thác bình thường của cầu với gió có vận tốc 25m/s với tất cả tải trọng lấy theo giá trị danh định. Dùng để kiểm tra độ võng, bề rộng vết nứt trong kết cấu BTCT và BTCT DU'L, sự trượt của các liên kết có nguy cơ trượt do tác dụng của hoạt tải xe.

- Trạng thái giới hạn mỏi: tổ hợp tải trọng gây mỏi và đứt gãy liên quan đến hoạt tải xe cộ trùng phục và xung kích dưới tác dụng của một xe tải đơn chiếc có cự ly trục cố định.

Hệ số tải trọng cho các tải trọng khác nhau bao gồm trong một tổ hợp tải trọng thiết kế được lấy như quy định trong bảng 7.8. Mọi tập hợp con thoả đáng của các tổ hợp tải trọng phải được nghiên cứu. Có thể nghiên cứu thêm các tổ hợp tải trọng khác khi chủ đầu tư yêu cầu hoặc người thiết kế xét thấy cần thiết. Đối với mỗi tổ hợp tải trọng, mọi tải trọng được đưa vào tính toán và có liên quan đến cấu kiện được thiết kế bao gồm cả các hiệu ứng đáng kể do tác dụng của xoắn, phải được nhân với hệ số tải trọng tương ứng với hệ số làn nếu có thể áp dụng. Kết quả được tổng hợp theo phương trình 1.3.2.1-1 và nhân với hệ số điều chỉnh tải trọng như đã trình bày trong mục 7.1.1.2.1 sách này.

Các hệ số phải chọn sao cho gây ra tổng ứng lực tính toán cực hạn. Đối với mỗi tổ hợp tải trọng cả trị số cực hạn âm lẫn trị số cực hạn dương đều phải được xem xét.

Trong tổ hợp tải trọng nếu tác dụng của một tải trọng làm giảm tác dụng của một tải trọng khác thì phải lấy giá trị nhỏ nhất của tải trọng làm giảm giá trị tải trọng kia. Đối với tác động của tải trọng thường xuyên thì hệ số tải trọng gây ra tổ hợp bất lợi hơn phải được lựa chọn theo bảng 7.9. Khi tải trọng thường xuyên làm tăng sự ổn định hoặc tăng năng lực chịu tải của một cấu kiện hoặc của toàn cầu thì trị số tối thiểu của hệ số tải trọng đối với tải trọng thường xuyên này cũng phải được xem xét.

Trị số lớn hơn của hai trị số quy định cho hệ số tải trọng TU, CR, SH sẽ được dùng để tính biến dạng, còn trị số nhỏ hơn dùng cho các tác động khác.

Đối với các kết cấu hộp dạng bản phù hợp với các quy định của điều 12.9, hệ số hoạt tải đối với hoạt tải xe LL và IM lấy bằng 2,0.

Ghi chú:

Khi phải kiểm tra cầu dùng cho xe đặc biệt do chủ đầu tư quy định hoặc xe có giấy phép thông qua cầu thì hệ số tải trọng của hoạt tải trong tổ hợp cường độ I có thể giảm xuống còn 1,35.

Các cầu có tỷ lệ tĩnh tải trên hoạt tải rất cao (tức là cầu nhịp lớn) cần kiểm tra tổ hợp không có hoạt tải, nhưng với hệ số tải trọng bằng 1,50 cho tất cả các cấu kiện chịu tải trọng thường xuyên.

Đối với cầu vượt sông, phải xét đến hậu quả của những thay đổi về các điều quy định về móng do lũ thiết kế xói cầu ở các trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái sử dụng.

Đối với các cầu vượt sông, khi kiểm tra các hiệu ứng tải EQ, CT và CV ở trạng thái giới hạn đặc biệt thì tải trọng nước (WA) và chiều sâu xói có thể dựa trên lũ trung bình hàng năm. Tuy nhiên kết cấu phải được kiểm tra về những hậu quả do các thay đổi do lũ, phải kiểm tra xói ở những trạng thái giới hạn đặc biệt với tải trọng nước tương ứng (WA) nhưng không có các tải trọng EQ, CT hoặc CV tác dụng.

Để kiểm tra chiều rộng vết nứt trong kết cấu BTCT DUL ở trạng thái giới hạn sử dụng, có thể giảm hệ số tải trọng của hoạt tải xuống 0,08.

Để kiểm tra kết cấu thép ở trạng thái giới hạn sử dụng thì hệ số tải trọng của hoạt tải phải tăng lên 1,30.

Hệ số tải trọng tính cho gradien nhiệt γ_{TG} và lún γ_{SE} cần được xác định trên cơ sở một đồ án cụ thể riêng. Nếu không có thông tin riêng có thể lấy γ_{TG} bằng:

- 0,0 ở các trạng thái giới hạn cường độ và đặc biệt
- 1,0 ở trạng thái giới hạn sử dụng khi không xét hoạt tải, và
- 0,5 ở trạng thái giới hạn sử dụng khi xét hoạt tải

Đối với cầu thì công phân đoạn, phải xem xét tổ hợp sau đây ở trạng thái giới hạn sử dụng: DC + DW + EH + EV + ES + WA + CR + SH + TG + EL

Hệ số tải trọng dùng cho lực kích năng hạ kết cấu nhịp và lực kéo sau đối với cáp dự ứng lực. Trừ khi có quy định khác của chủ đầu tư, lực kích thiết kế trong khai thác không được nhỏ hơn 1,3 lần phản lực gối liên kế với điểm kích do tải trọng thường xuyên.

Khi kích dầm mà không ngừng giao thông thì lực kích còn phải xét đến phản lực do hoạt tải phù hợp với kế hoạch duy trì giao thông nhân với hệ số tải trọng đối với hoạt tải.

Lực thiết kế đối với vùng neo kéo sau phải lấy bằng 1,2 lần lực kích lớn nhất.

Bảng 7.8. Tổ hợp và hệ số tải trọng

Tổ hợp tải trọng theo các trạng thái giới hạn	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS EL	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Cùng một lúc chỉ dùng một trong các tải trọng		
										EQ	CT	CV
Cường độ I	γ_p	1,75	1,0	-	-	1,0	0,5/ 1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-
Cường độ II	γ_p	-	1,0	1,40	-	1,0	0,5/ 1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-
Cường độ III	γ_p	1,35	1,0	0,4	1,0	1,0	0,5/ 1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-
Đặc biệt	γ_p	0,50	1,0	-	-	1,0	-	-	-	1,0	1,00	1,0
Sử dụng	1,0	1,00	1,0	0,30	1,0	1,0	1,0/ 1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-
Mỗi chỉ có LL, IM và CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Bảng 7.9. Hệ số tải trọng dùng cho tải trọng thường xuyên γ_p

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

7.7.2. Nhóm tổ hợp tải trọng cần xét ở giai đoạn thi công

7.7.2.1. Các tổ hợp tải trọng thi công ở trạng thái giới hạn sử dụng

Phải xác định các ứng suất tại các trạng thái giới hạn sử dụng như được quy định trong bảng 7.10, với bảng này dùng các ghi chú sau đây:

Ghi chú 1: thiết bị không làm việc

Ghi chú 2: lắp dựng bình thường

Ghi chú 3: di chuyển thiết bị.

Các ứng suất cho phép phải tuân thủ theo điều 5.9.4.

Sự phân bố và áp dụng các tải trọng lắp dựng riêng biệt, thích hợp đối với giai đoạn thi công, được lựa chọn để tạo ra các tác động bất lợi nhất. Ứng suất nén của bê tông do tải trọng thi công không được vượt quá $0,5 f'_c$ với f'_c là cường độ chịu nén tại lúc đặt tải trọng. Các ứng suất kéo trong bê tông do các tải trọng thi công phải không vượt quá các trị số được quy định trong bảng 7.10 trừ đối với các kết cấu có ít hơn 60% khả năng chịu kéo do các bố căng bên trong cung cấp và có các mối nối loại A, các ứng suất kéo không được vượt quá $0,25 \sqrt{f'_c}$ và đối với các kết cấu có các mối nối loại B, không cho phép có các ứng suất kéo.

7.7.2.2. Các tổ hợp tải trọng thi công ở các trạng thái giới hạn cường độ

Sức kháng tính toán của các bộ phận (được xác định bằng cách nhân sức kháng danh định với các hệ số sức kháng) phải không được nhỏ hơn trị số yêu cầu theo các tổ hợp tải trọng tính toán sau đây:

Đối với các tác động lực lớn nhất:

$$\sum \phi F_u = 1,1(DL+DIFF) + 1,3CE + A + AI \quad (22TCN 272 - 01. 5.14.2.3.4 - 1)$$

Đối với các tác động lực nhỏ nhất:

$$\sum \phi F_u = DL + CE + A + AI \quad (22TCN 272 - 01. 5.14.2.3.4 - 2)$$

Bảng 7.10. (bảng 5.14.2.3.3-1. của 22TCN 272 - 01)
Các hệ số tải trọng và các ứng suất kéo cho phép đối với các tổ hợp tải trọng thi công

Các hệ số tải trọng																		Ứng suất kéo cho phép		Xem ghi chú	
Tổ hợp tải trọng	Tình tải				Hoạt tải				Tải trọng gió				Các tải trọng khác					Các tải trọng đất	Không kể "Các tải trọng khác"		Bao gồm "Các tải trọng khác"
	DC	DIFF	U	CLL	CE	IE	CLE	WS	WUP	WE	CR	SH	TU	TG	WA						
A	1,0	1,0	0,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f'_c}$	$0,58\sqrt{f'_c}$	-	
B	1,0	0,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f'_c}$	$0,58\sqrt{f'_c}$	-	
C	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,7	0,7	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f'_c}$	$0,58\sqrt{f'_c}$	-	
D	1,0	1,0	0,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,7	1,0	0,7	1,0	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f'_c}$	$0,58\sqrt{f'_c}$	1	
E	1,0	0,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,3	0,0	0,3	1,0	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f'_c}$	$0,58\sqrt{f'_c}$	2	
F	1,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,3	0,0	0,3	1,0	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f'_c}$	$0,58\sqrt{f'_c}$	3	

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Quy trình thiết kế cầu cống theo các trạng thái giới hạn 22 TCN 18-79. Bộ Giao thông vận tải.
2. Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-01.
3. PGS. TS. Nguyễn Viết Trung, TS. Hoàng Hà. Cầu Bê tông cốt thép nhịp giản đơn. NXB Giao thông vận tải. 2003.
4. PGS. TS. Nguyễn Viết Trung, TS. Hoàng Hà, TS. Nguyễn Ngọc Long. Cầu Bê tông cốt thép, Tập II. NXB Giao thông vận tải. 2000.
5. PGS. TS. Nguyễn Viết Trung, KS. Phạm Huy Chính. Các công nghệ thi công cầu. NXB Xây dựng. 2003.
6. PGS. TS. Nguyễn Viết Trung. Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép hiện đại theo Tiêu chuẩn ACI. NXB Giao thông vận tải. 2000.
7. PGS. TS. Nguyễn Viết Trung, ThS. Lê Thanh Liêm. Cọc khoan nhồi trong xây dựng công trình giao thông. NXB Xây dựng. 2003.
8. Nguyễn Văn Quảng. Chỉ dẫn kỹ thuật thi công và kiểm tra chất lượng cọc khoan nhồi. NXB Xây dựng. 1998
9. Nguyễn Bá Kế. Sự cố công trình. NXB Xây dựng. 2000.
10. Hội Cầu đường Việt Nam. Tài liệu Hội thảo KHCN. Công nghệ xây dựng kết cấu nhịp cầu Bê tông dự ứng lực khẩu độ lớn. 1993.
11. Krishna Raju. Anchorage Zone stresses in Post-Tensioned Members. Prestressed Concrete, Second Edition. Mc Graw Hill.
12. American Association of State Highway and Transportation Officials. Standard Specifications for Highway Bridges. 16th ed, AASHTO, Washington, D.C. 1996.

MỤC LỤC

	<i>Trang</i>
Lời nói đầu	3
Chương mở đầu. Tổng quan về các công nghệ hiện đại thi công cầu bê tông cốt thép dự ứng lực nhịp liên tục	5
1. Sơ lược tình hình phát triển công nghệ xây dựng cầu BTCT DƯL trên thế giới và ở Việt Nam	5
2. Tổng quan về các công nghệ thi công cầu BTCT DƯL nhịp liên tục	5
Chương 1. Công nghệ dầm Super - T	11
1.1. Giới thiệu chung	11
1.2. Thiết kế dầm Super - T	11
1.3. Công nghệ chế tạo dầm SUPER - T	21
1.4. Ưu nhược điểm của dầm SUPER - T	24
Chương 2. Liên tục hoá kết cấu nhịp cầu giản đơn	26
2.1. Khái niệm về kết cấu nhịp liên tục hoá	26
2.2. Các giải pháp cấu tạo và phương pháp tính kết cấu nhịp liên tục nhiệt	32
2.3. Giải pháp cấu tạo và phương pháp tính kết cấu nhịp liên tục theo phương pháp dầm ngang liên khối	49
2.4. Giải pháp cấu tạo và phương pháp tính kết cấu nhịp liên tục hoá theo phương pháp dầm ngang hằng	54
Chương 3. Công nghệ đúc bê tông tại chỗ trên đà giáo di động	61
3.1. Đặc điểm chung của công nghệ thi công cầu BTCT DƯL bằng phương pháp đà giáo đẩy	61
3.2. Các loại hình của công nghệ và chu trình hoạt động	64
Chương 4. Công nghệ lắp ghép cầu bê tông cốt thép phân đoạn trên đà giáo di động	79
4.1. Giới thiệu một số công trình áp dụng công nghệ thi công lắp ghép phân đoạn dầm trên đà giáo di động	79

4.2. Tính năng cơ bản và nguyên lý hoạt động của công nghệ	81
4.3. Tổng hợp các thiết bị chủ yếu và giá thành nhập công nghệ	91
4.4. Công nghệ chế tạo các phân đoạn dầm đúc sẵn	92
Chương 5. Công nghệ thi công dầm liên tục theo phương pháp đúc hẫng cân bằng	97
5.1. Các phương pháp đúc hẫng cầu BTCT DUL	97
5.2. Các thiết bị và kết cấu phụ tạm phục vụ đúc hẫng	106
5.3. Một số vấn đề kỹ thuật riêng của phương pháp đúc hẫng	114
5.4. Trình tự tính toán thiết kế kết cấu nhịp thi công đúc hẫng hoặc lắp hẫng	124
5.5. Ví dụ cấu tạo bố trí cáp dự ứng lực cầu đúc hẫng	125
5.6. Thi công đổ rót hợp long	128
5.7. Một số vấn đề liên quan đến phương pháp thi công đúc hẫng cân bằng	137
5.8. Ví dụ về công nghệ thi công đúc hẫng cầu T.H	141
Chương 6. Cầu vòm ống thép nhồi bê tông	185
6.1. Các sơ đồ cầu vòm và cầu dầm - vòm liên hợp	185
6.2. Cầu vòm bằng ống thép nhồi bê tông	188
6.3. Cơ sở thiết kế cầu vòm ống thép nhồi bê tông	191
Chương 7. Cơ sở tính toán cầu bê tông cốt thép	198
7.1. Triết lý thiết kế và trình tự tính toán thiết kế kết cấu nhịp	198
7.2. Các mô hình phân tích kết cấu tĩnh học và động học	207
7.3. Đặc trưng hình học của mặt cắt, tính toán tĩnh tải	210
7.4. Tải trọng thi công và tải trọng khai thác	212
7.5. Phân tích dọc	224
7.6. Phân tích ngang	233
7.7. Xác định nội lực do các tổ hợp tải trọng	234
Tài liệu tham khảo	240

CÔNG NGHỆ HIỆN ĐẠI TRONG XÂY DỰNG CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP

Chịu trách nhiệm xuất bản:

BÙI HỮU HẠNH

Biên tập: NGUYỄN MINH KHÔI

Chế bản điện tử: NGUYỄN ĐỨC THỊ THU ĐỊNH

VŨ THỊ HỒNG THANH

Sửa bản in: NGUYỄN MINH KHÔI

Trình bày bìa: NGUYỄN HỮU TÙNG

In 1000 cuốn khổ $19 \times 27\text{cm}$, tại Xưởng in Nhà xuất bản Xây dựng. Giấy chấp nhận đăng ký
kế hoạch xuất bản số 1773/XB-QLXB-32 ngày 15/12/2003. In xong nộp lưu chiểu tháng 3/2004.

công nghệ hiện đại trong xd



AD-2004

3

Giá : 38.000^d