

CHƯƠNG 1.....	2
VẬT LIỆU LÀM CẦU THÉP	2
2.1. Khái niệm chung.....	2
2.2. thép dùng làm cấu kiện chịu lực chính và phụ	3
2.2.1. Các loại thép kết cấu	3
2.2.2.1.1. Thép các bon:	3
2.2.2.1.2. Thép hợp kim:.....	4
2.2.2.1.3. Gang:.....	5
2.2.2.1.4. Thép hợp kim nhôm:.....	6
2.3. thép dùng làm liên kết.....	7
2.3.1. thép cho bu lông cường độ cao	7
2.3.1.1. Một số chỉ tiêu cơ lý của bu lông cường độ cao do Nhà máy Ngô-gia-Tự cung cấp cho các Dự án cầu đường sắt Thống nhất năm 2002 (tuân theo tiêu chuẩn JIS B1186):	7
2.3.2. thép cho bu lông, đai ốc và vòng đệm theo 22TCN 272-05	8
2.3.2.1. Bulông.....	8
2.3.2.2. Đai ốc.....	8
2.3.2.3. Vòng đệm.....	8
2.3.2.4. Các linh kiện liên kết tùy chọn.....	9
2.3.2.5. Thiết bị chỉ báo tải trọng.....	9
2.3.3. thép cho Đinh neo chịu cắt	9
2.3.4. thép làm Chốt, con lăn và con lắc	9
2.3.5. Kim loại hàn	10
2.3.6. Kim loại đúc	10
2.3.6.1. Thép đúc và gang dẻo	10
2.3.6.2. Các sản phẩm đúc có thể rèn được	10
2.3.6.3. Gang	10
2.3.7. Thép không gỉ	10
2.3.8. Dây thép.....	11
2.3.8.1. Dây thép trơn.....	11
2.3.8.2. Dây thép tráng kẽm	11
2.3.8.3. Dây thép bọc epoxy	11
2.3.8.4. Dây cáp cầu.....	11

CHƯƠNG 1

VẬT LIỆU LÀM CẦU THÉP

2.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Hiện nay công nghiệp thép Việt nam đã có thể cung cấp các loại thép tròn và một số thép hình chữ I, chữ C, thép góc ,thép ống có kích cỡ nhỏ, chủ yếu dùng trong xây dựng dân dụng. Thép để làm cầu vẫn thường được nhập khẩu, vì vậy các Tiêu chuẩn vật liệu thép của các nước khác nhau đều được tham khảo sử dụng. Trong đó chủ yếu vẫn là các Tiêu chuẩn Mỹ như ASTM, AASHTO, Tiêu chuẩn Nhật bản JIS và Tiêu chuẩn Nga GOST.

Trong tài liệu này giới thiệu vật liệu thép theo Quy trình thiết kế cầu theo các trạng thái giới hạn 22TCN 18-79 (ban hành năm 1979) và Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-05 (ban hành năm 2005).

Vật liệu kim loại nói chung được chia làm 2 loại:

Kim loại đen: bao gồm sắt và các hợp kim của sắt với các bon cùng một số nguyên tố khác như: Mn, S, Si, P, ... Theo hàm lượng Cácbon, trong kim loại đen còn được chia làm: thép và gang:

Thép: là hợp kim của sắt và cácbon với hàm lượng cácbon $< 2\%$.

Thép còn được phân loại: thép cacbon và thép hợp kim.

Thép cacbon: chủ yếu là Fe và C, ngoài ra còn có các nguyên tố khác như: Mn, Si, P, S ... nhưng các nguyên tố này đều là các tạp chất ít nhiều có ảnh hưởng đến tính chất của thép và không thể loại bỏ được trong quá trình luyện thép.

Theo hàm lượng cácbon thép cacbon được chia ra:

Thép cacbon thấp: $C \leq 0.25\%$.

Thép cacbon trung bình: $C = 0.25 \div 0.6\%$.

Thép cacbon cao: $C = 0.6 \div 2\%$.

Thép hợp kim: để tăng cường các tính chất kỹ thuật của thép người ta cho thêm vào thép những nguyên tố kim loại khác như: Mn, Cr, Ni, Al, Cu ... Các nguyên tố này gọi là các nguyên tố hợp kim hoá.

Theo hàm lượng các nguyên tố hợp kim thép hợp kim được chia ra:

Thép hợp kim thấp: hàm lượng các nguyên tố hợp kim $< 2.5\%$.

Thép hợp kim trung bình: hàm lượng hợp kim $2.5 \div 10\%$.

Thép hợp kim cao: hàm lượng hợp kim $> 10\%$.

Gang: có hàm lượng cácbon $\geq 2\%$. Gang thường có $C \leq 6\%$.

Gang được chia ra: gang xám (trên bề mặt có màu xám của than chì); gang trắng; gang cầu; gang biến tính.

Kim loại màu: bao gồm các kim loại còn lại và hợp kim của chúng. Theo khối lượng riêng, kim loại màu được chia làm:

Kim loại màu nặng: $\rho > 5 \text{ g/cm}^3$. (Cu, Sn...)

Kim loại màu nhẹ: $\rho < 5 \text{ g/cm}^3$. (Al, Mg ...)

Trong xây dựng và xây dựng công trình giao thông chủ yếu sử dụng thép cacbon thấp và thép hợp kim thấp. Đa số các kim loại màu không được sử dụng trong xây dựng. Kim loại màu được sử dụng thường là các hợp kim mà chủ yếu là hợp kim của nhôm (Al) và một số ngành sử dụng hợp kim của Cu.

2.2. THÉP DÙNG LÀM CẤU KIỆN CHỊU LỰC CHÍNH VÀ PHỤ

2.2.1. CÁC LOẠI THÉP KẾT CẤU

2.2.2.1. PHÂN LOẠI THÉP THEO TIÊU CHUẨN VIỆT NAM TCVN VÀ 22TCN 18-79
(dựa trên các loại thép do Nga sản xuất)

2.2.2.1.1. Thép các bon:

Thành phần hoá học:

Thành phần hoá học chủ yếu của thép các bon là sắt (Fe) và các bon (C); ngoài ra còn có chứa một số nguyên tố khác: $\text{Mn} \leq 0.8\%$; $\text{Si} \leq 0.5\%$; $\text{P}, \text{S} \leq 0,05\%$; $\text{Cr}, \text{Ni}, \text{Cu}, \text{W}, \text{Ti}$ rất ít từ $0,1 \div 0,2\%$.

Mn và Si là 2 nguyên tố có tác dụng nâng cao độ cứng của thép cacbon, nhưng làm giảm độ dẻo, độ bền xung kích của thép.

P và S làm giảm chất lượng của thép: tăng tính giòn nguội.

Phân loại thép cacbon:

Theo phương pháp luyện: chia làm 3 loại thép cacbon

- Thép lò Mac-tanh: có chất lượng tốt, khử được các tạp chất (đặc biệt là: S và P).
- Thép lò thổi: năng suất lò cao nhưng khả năng khử tạp chất kém.
- Thép lò điện:

Theo phương pháp khử oxy:

- Thép sôi: thép khử chưa hết oxy.
- Thép lặng: thép đã khử hết oxy.
- Thép nửa lặng: là loại trung gian.

Theo công dụng:

- Thép xây dựng: các loại thép dùng trong kết cấu xây dựng, sợi thép, cốt thép trong kết cấu bê tông cốt thép.
- Thép cơ khí: dùng trong ngành cơ khí, phục vụ việc chế tạo máy.
- Thép công cụ: sử dụng để chế tạo các công cụ cắt gọt kim loại: mũi khoan, lưỡi dao tiện ...

Ký hiệu thép các bon:

Vật liệu thép cacbon thường là các loại thép cacbon được cán nóng để tạo hình (dạng tấm, thép hình, thép sợi ...) sử dụng trong xây dựng mà không qua các khâu gia công tiếp theo. Thành phần hoá học của thép có hàm lượng S và P khá lớn: $S < 0,06\%$ và $P < 0,07\%$.

Theo tiêu chuẩn Việt Nam thép cacbon chia làm 3 loại nhóm:

- Nhóm A: phân loại mác thép theo tính chất cơ học, được ký hiệu bằng chữ CT. Ví dụ: ký hiệu mác thép là CT - 2 chữ số kèm theo chỉ cường độ giới hạn của thép (MPa).
- Nhóm B: phân loại mác thép theo thành phần hoá học, được ký hiệu bằng chữ BCT
- Nhóm C: phân loại mác thép theo cả thành phần hoá học và tính chất cơ học, được ký hiệu bằng chữ CCT.

Theo tiêu chuẩn Nga có 3 nhóm tương đương: A, B và C

- Thép nhóm A theo TC Nga được ký hiệu là CT : CT1, CT2, ..., CT7 và CT0 với tỷ lệ cacbon trong thép tăng dần từ CT 0 ÷ CT 6.
- Thép nhóm C:

Theo TC Nga, nếu có chữ КП, ПС, СП ở sau các con số là để chỉ thép loại sôi, nửa sôi và lặng.

Theo TCVN thép các bon cán nóng dùng làm kết cấu xây dựng được sản xuất gồm các mác: XCT 34; XCT 38; XCT 42; XCT 52. Trong đó chữ XCT chỉ thép các bon xây dựng, chữ số đằng sau chỉ độ bền tối thiểu khi kéo tính bằng N/mm^2 (TCVN 5709:1993). Ví dụ XCT 34 là thép các bon xây dựng có độ bền kéo tối thiểu bằng $340 N/mm^2$.

2.2.2.1.2. Thép hợp kim:Thành phần hoá học:

Thành phần hoá học của thép hợp kim chủ yếu là sắt (Fe) và cacbon (C), đồng thời có thêm một số nguyên tố hoá học khác được đưa vào với một lượng nhất định để cải thiện tính chất của thép.

Các nguyên tố hợp kim thường là:

Cr: $0.2 \div 0.8\%$; Ni: $0.2 \div 0.6\%$; Mn: $0.8 \div 1\%$;
 Si: $0.5 \div 0.8\%$; W: $0.1 \div 0.5\%$; Mo: $0.05 \div 0.2\%$ (Môlipđen)
 Ti: $\geq 0.1\%$; Cu: $\geq 0.1\%$; B: $\geq 0.02\%$.

Thép hợp kim có một số tính chất tốt hơn thép cacbon: cường độ cao hơn, khả năng chịu nhiệt độ cao hơn, khả năng chống ăn mòn cao hơn .v.v.

Ký hiệu thép hợp kim:

Theo tiêu chuẩn Việt Nam: thép hợp kim được ký hiệu theo nguyên tắc:

- Chữ số đầu tiên chỉ hàm lượng cacbon C (tính theo phần vạn - ‰).
- Tiếp theo là ký hiệu hoá học của nguyên tố hợp kim và chữ số chỉ hàm lượng của nguyên tố đó (tính theo phần trăm - %).
- Ví dụ: 9Mn2 - thép hợp kim có hàm lượng C là 9‰ và nguyên tố hợp kim là mangan (Mn) với hàm lượng 2%.

Theo tiêu chuẩn Nga:

- Thép hợp kim kết cấu:

- 2 chữ số đầu chỉ hàm lượng của C trong thép (tính bằng ‰)
- Tiếp theo là chữ cái chỉ nguyên tố hợp kim có mặt trong thép.
- Sau chữ cái có thể có con số chỉ hàm lượng (%) của nguyên tố hợp kim đó. Nếu không có con số tức hàm lượng của nguyên tố đó < 1%.
- Nếu thép hợp kim chất lượng cao thì cuối cùng có thêm chữ A.
- Ký hiệu các nguyên tố hợp kim có mặt trong thép: C - Silíc ; X - Crôm ; H - Niken ; B - Vonfram ; T - Titan ; Γ - Mangan ; K - Coban ; Δ - Đồng ; IO - Nhôm ; Π - Phốt pho.
- Ví dụ: 18XΓT - thép hợp kim có hàm lượng C là 18‰ và thành phần hợp kim có Crôm, Mangan, Titan với hàm lượng < 1%.

- Thép hợp kim công cụ: số đầu nếu có chỉ hàm lượng phần nghìn ‰, nếu không có số đầu tức tỷ lệ cacbon khoảng 1%. Tất cả các chữ và số đằng sau dùng để chỉ các nguyên tố hợp kim cũng tương tự thép kết cấu.

Theo tiêu chuẩn Trung Quốc: cách ký hiệu thép hợp kim cũng giống như của Liên Xô nhưng các chữ cái chỉ nguyên tố hợp kim có mặt trong thép dùng ký hiệu hoá học của nguyên tố đó.

Theo tiêu chuẩn Mỹ: dùng hệ thống các chữ cái để ký hiệu (không dùng các chữ số) theo nguyên tắc:

- 2 chữ số cuối cùng chỉ hàm lượng C (tính theo phần vạn - ‰).
- 1 chữ số tiếp theo (từ phải sang trái) chỉ hàm lượng nguyên tố hợp kim (%).
- 1 ÷ 2 chữ số đầu tiên (các chữ số còn lại) để chỉ loại nguyên tố hợp kim theo quy ước: số 2 - Niken ; 3 - Crôm + Niken ; 5 - Crôm ; 13 - Mangan.

Ví dụ: 2320 - thép hợp kim có chứa 20‰ = 0.2% cacbon (số 20) và 3% (số 3) nguyên tố hợp kim Niken (số 2).

Thép hợp kim thấp dùng trong xây dựng:

Thép hợp kim thấp thường dùng để chế tạo các kết cấu thép, làm cốt thép cho bê tông cốt thép. Thép hợp kim thấp có đặc điểm:

- Hàm lượng cacbon thấp (<0.2%) → đảm bảo tính dẻo và tính dễ hàn cho thép.
- Các nguyên tố hợp kim là các nguyên tố dễ kiếm, rẻ tiền.
- Cường độ của thép cao, độ bền chống va đập cao, khả năng chống ăn mòn tốt.

2.2.2.1.3. Gang:Thành phần hoá học:

Gang là hợp kim của sắt và cacbon với hàm lượng cacbon $\geq 2\%$.

Gang xám:

Đây là loại gang chủ yếu dùng trong xây dựng. Gang xám có giới hạn bền nén cao, giới hạn bền kéo thấp hơn nhiều so với giới hạn chịu nén (thường chỉ bằng $1/3 \div 1/5$), độ dẻo và độ đặc

thấp. Theo TCVN gang xám được ký hiệu là GX - giới hạn bền kéo (daN/cm^2) - giới hạn bền uốn (daN/cm^2). Ví dụ: GX - 44 - 64 là gang xám có giới hạn bền kéo là 44 (daN/cm^2) và giới hạn bền uốn là 64 (daN/cm^2)

Gang cầu:

Gang cầu gồm những hạt grafit cầu. Gang cầu có độ bền cao và chống va chạm tốt. Khi chịu lực cấu trúc hình cầu làm cho gang cầu có độ bền kéo và nén cao, có độ dẻo và dai nhất định. Theo TCVN gang cầu có ký hiệu là: GC - giới hạn bền kéo - độ giãn dài. Gang cầu có 9 mức từ GC 38 - 17 đến GC 120 - 4.

2.2.2.1.4. Thép hợp kim nhôm:

Hợp kim nhôm là vật liệu được dùng rộng rãi trong xây dựng do có các ưu điểm sau:

- Có cường độ cao, nhẹ.
- Khả năng chống ăn mòn cao hơn thép.

Hợp kim nhôm được sử dụng phổ biến nhất là duara và silumin.

Duara: là loại hợp kim nhôm với đồng ($\text{Cu} < 4\%$), crôm ($\text{Cr} < 12\%$), magiê ($\text{Mg} < 7\%$), mangan ($\text{Mn} < 1\%$).

Tính chất cơ học:

- Giới hạn chảy: $1200 \div 2800$ (daN/cm^2).
- Độ bền kéo: $1700 \div 4400$ (daN/cm^2).
- Độ giãn dài tương đối: $6 \div 24\%$.
- Độ cứng Brinen: $40 \div 100$ (daN/mm^2).

Silumin: là hợp kim của nhôm với oxit Silic (SiO_2 : $10 \div 14\%$), có chất lượng cao, độ bền kéo đến 2000 (daN/cm^2), độ cứng Brinen: $50 \div 70$ (daN/mm^2).

2.2.2.2. PHÂN LOẠI THÉP THEO TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ CẦU 22TCN 272-05

Các loại thép kết cấu phải tuân theo các yêu cầu, quy định trong Bảng 1 và khi thiết kế phải căn cứ trên các tính chất tối thiểu được nêu. Mô đun đàn hồi và hệ số giãn nở nhiệt của tất cả các cấp của thép kết cấu phải giả định là 200.000 MPa và $11,7 \times 10^{-6} \text{ mm/}^\circ\text{C}$.

Thép theo AASHTO M270M, cấp 250, (ASTM A709M, cấp 250) có thể được sử dụng với các chiều dày trên 100 mm cho các ứng dụng không phải là kết cấu hoặc các bộ phận của hệ gối tựa.

Các thép hình kết cấu hợp và đường ống không hàn với cường độ kéo tối đa quy định không vượt quá 965 MPa đối với các thép hình kết cấu, hoặc 1000 MPa đối với đường ống không hàn, có thể được sử dụng, miễn là:

- Vật liệu đáp ứng tất cả các yêu cầu cơ - hóa khác của ASTM A709M, cấp 690 hoặc 690 W
- Thiết kế được căn cứ trên các đặc tính tối thiểu quy định đối với thép ASTM A709M, các cấp 690 và 690 W

Đường ống kết cấu phải được hàn tạo hình nguội hoặc ống không hàn tuân theo ASTM A500, cấp B, hoặc hàn tạo hình nóng hoặc ống không hàn tuân theo ASTM A501.

Các giới hạn chiều dày liên quan đến các thép hình cán và các nhóm phải tuân theo ASTM A6M (AASHTO M160).

Cần lưu ý rằng Tiêu chuẩn vật liệu ASTM khác với Tiêu chuẩn vật liệu của AASHTO về các yêu cầu đối với độ dẻo và tính chịu hàn. Các yêu cầu của AASHTO-M về thép là đạt đủ phẩm chất để dùng cho các mối hàn cầu.

Bảng 1.1 - Các đặc tính cơ học tối thiểu của thép kết cấu theo hình dáng, cường độ và chiều dày

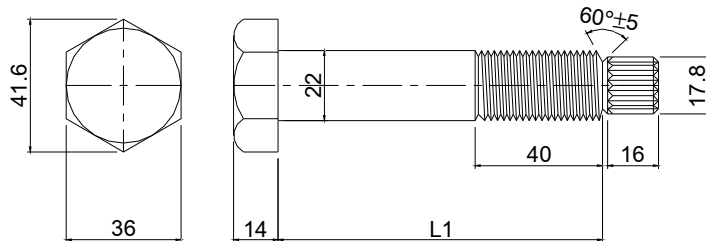
KÝ HIỆU AASHTO	Thép kết cấu	Thép hợp kim thấp cường độ cao		Thép hợp kim thấp tôi và ram	Thép hợp kim tôi & ram, cường độ chảy dẻo cao	
	M270M Cấp 250	M270M Cấp 345	M270M Cấp 345W	M270M Cấp 485W	M270M Các cấp 690/690 W	
Ký hiệu ASTM tương đương	A 709M Cấp 250	A 709M Cấp 345	A 709M Cấp 345W	A 709M Cấp 485W	A 709M Các cấp 690/690 W	
Chiều dày của các bản, mm	đến 100	đến 100	đến 100	đến 100	đến 65	Trên 65 đến 100
Thép hình	Tất cả các nhóm	Tất cả các nhóm	Tất cả các nhóm	Không áp dụng	Không áp dụng	Không áp dụng
Cường độ chịu kéo nhỏ nhất, F_u , MPa	400	450	485	620	760	690
Điểm chảy nhỏ nhất hoặc cường độ chảy nhỏ nhất F_y , MPa	250	345	345	485	690	620

2.3. THÉP DÙNG LÀM LIÊN KẾT

2.3.1. THÉP CHO BU LÔNG CƯỜNG ĐỘ CAO

2.3.1.1. MỘT SỐ CHỈ TIÊU CƠ LÝ CỦA BU LÔNG CƯỜNG ĐỘ CAO DO NHÀ MÁY NGÔ-GIA-TỰ CUNG CẤP CHO CÁC DỰ ÁN CẦU ĐƯỜNG SẮT THỐNG NHẤT NĂM 2002 (tuân theo tiêu chuẩn JIS B1186):

- + Ứng suất kéo chảy: 90 kgf/mm².
- + Cường độ kéo: 100~120 kgf/mm².
- + Độ dẫn dài: 14 %.
- + Mặt cắt thu hẹp: 40 %.



Hình 1.1. Cấu tạo Bu lông cường độ cao

2.3.2. THÉP CHO BU LÔNG, ĐAI ỐC VÀ VÒNG ĐỆM THEO 22TCN 272-05

2.3.2.1. BULÔNG

Các bulông phải tuân theo một trong các tiêu chuẩn sau đây:

- Tiêu chuẩn kỹ thuật đối với các bulông và đinh tán thép cacbon, cường độ chịu kéo 420 MPa, ASTM A307
- Tiêu chuẩn kỹ thuật đối với các bulông cường độ cao cho các liên kết thép kết cấu với cường độ kéo tối thiểu 830MPa đối với các đường kính từ 16mm tới 27mm và 725MPa đối với các đường kính từ 30mm tới 36mm, AASHTO M164M (ASTM A325M), hoặc
- Tiêu chuẩn kỹ thuật đối với các bulông cường độ cao, các hạng 10.9 và 10.9.3 cho các liên kết thép kết cấu, AASHTO M253M (ASTM A490M).

Các bulông loại 1 nên sử dụng với các thép khác với thép có xử lý chống ăn mòn. Các bulông loại 3 tuân theo ASTM A325M hoặc ASTM A490M phải được sử dụng với các thép có xử lý chống ăn mòn. AASHTO M164 (ASTM A325M), loại 1, các bulông có thể hoặc tráng kẽm nhúng nóng phù hợp với AASHTO M232 (ASTM A153), Hạng C, hoặc tráng kẽm bằng cơ học phù hợp AASHTO M298 (ASTM B695), Hạng 345 (50). Các bulông tráng kẽm phải được thí nghiệm kéo sau khi tráng kẽm, như AASHTO M164 (ASTM A325M) yêu cầu.

Các bulông AASHTO M253M (ASTM A490M) không được tráng kẽm.

Các vòng đệm, đai ốc và bulông của bất cứ liên kết nào phải được tráng kẽm theo cùng phương pháp. Các đai ốc cần được phủ lên nhau tới số lượng tối thiểu yêu cầu đối với lắp ghép linh kiện liên kết, và phải được bôi trơn bằng dầu nhờn có màu sắc trông thấy được.

2.3.2.2. ĐAI ỐC

Trừ chú thích ở dưới, các đai ốc cho các bulông AASHTO M164M (ASTM A325M) phải tuân theo tiêu chuẩn kỹ thuật đối với các đai ốc thép cacbon và hợp kim, AASHTO M291M (ASTM A563M), các cấp 12, 10S3, 8S, 8S3, 10 và 10S hoặc tiêu chuẩn kỹ thuật đối với các đai ốc thép cacbon và hợp kim cho các bulông làm việc dưới áp suất cao và nhiệt độ cao, AASHTO M292M (ASTM A194M), các cấp 2 và 2H.

Các đai ốc cho bulông của AASHTO M253M (ASTM A490M) phải tuân theo các yêu cầu của AASHTO M291M (ASTM A563M) các cấp 12 và 10S3 hoặc AASHTO M292M (ASTM A194M) cấp 2H.

Các đai ốc để tráng kẽm phải được xử lý nhiệt, cấp 2H, 12 hoặc 10S3. Các quy định của Điều 6.4.3.1 phải được áp dụng.

Các đai ốc phải có độ cứng tối thiểu là 89HRB.

Các đai ốc để sử dụng theo AASHTO M164M (ASTM A325M), các bulông loại 3 phải là cấp C3 hoặc DH3. Các đai ốc để sử dụng theo AASHTO M253M (ASTM A490M), các bulông loại 3 phải là cấp DH3.

2.3.2.3. VÒNG ĐỆM

Các vòng đệm phải tuân theo tiêu chuẩn kỹ thuật đối với các vòng đệm thép tôi, ASTM F43 GM.

Các quy định của Điều 6.4.3.1 phải được áp dụng cho các vòng đệm tráng kẽm.

2.3.2.4. CÁC LINH KIỆN LIÊN KẾT TÙY CHỌN

Các linh kiện liên kết khác hoặc các cụm linh kiện liên kết cho đến nay không được quy định có thể được sử dụng tùy theo sự chấp thuận của kỹ sư, miễn là chúng đáp ứng các điểm sau đây:

Các vật liệu, các yêu cầu sản xuất và thành phần hóa học của AASHTO M164M (ASTM A325M) hoặc AASHTO M253M (ASTM A490M),

Các yêu cầu đặc tính cơ học của cùng quy trình trong các thí nghiệm theo kích thước thực, và

Đường kính thân và các khu vực ép tựa dưới đầu và đai ốc, hoặc bộ phận tương đương của chúng, không được nhỏ hơn các thông số quy định cho một bulông và đai ốc có cùng các kích thước danh định được mô tả trong các Điều 6.4.3.1 và 6.4.3.2.

Các linh kiện liên kết để lựa chọn như thế có thể không giống các kích thước khác của bulông, đai ốc và vòng đệm quy định trong các Điều 6.4.3.1 đến 6.4.3.3.

2.3.2.5. THIẾT BỊ CHỈ BÁO TẢI TRỌNG

Các thiết bị chỉ báo tải trọng tuân theo các yêu cầu của Tiêu chuẩn kỹ thuật đối với các chỉ báo lực căng trực tiếp loại vòng đệm có thể ép được để sử dụng với các linh kiện liên kết kết cấu, ASTM F959M, có thể được sử dụng cùng với các bulông, đai ốc và vòng đệm.

Các thiết bị chỉ báo lực căng trực tiếp khác có thể được sử dụng tùy theo sự chấp thuận của kỹ sư.

2.3.3. THÉP CHO ĐINH NEO CHỊU CẮT

Các đinh neo chịu cắt phải được làm từ các thanh thép kéo nguội, các cấp 1015, 1018 hoặc 1020, khử một phần hoặc khử hoàn toàn ôxy, tuân theo AASHTO M169 (ASTM A108) - Tiêu chuẩn kỹ thuật đối với các thanh thép cacbon gia công nguội, chất lượng tiêu chuẩn, và phải có giới hạn chảy nhỏ nhất là 345 MPa và cường độ chịu kéo là 400MPa. Nếu sự nóng chảy dùng để giữ các mũ đinh thì thép dùng cho các mũ phải là cấp cacbon thấp phù hợp với hàn và phải tuân theo ASTM A109M - Tiêu chuẩn kỹ thuật đối với thép, cacbon, thép lá cán nguội.

2.3.4. THÉP LÀM CHỐT, CON LĂN VÀ CON LẮC

Thép cho các chốt, con lăn và con lắc phải tuân theo các yêu cầu của Bảng 1, Bảng 6.4.1.1 hoặc Điều 6.4.7. của Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-05

Các con lăn phải có đường kính không nhỏ hơn 100 mm.

Bảng 6.4.2-1 - Các đặc tính cơ học tối thiểu của các chốt, các con lăn và các con lắc theo kích thước và cường độ

Ký hiệu AASHTO với các giới hạn kích thước	M169 đường kính 100mm hoặc nhỏ hơn	M102 đến đường kính 500 mm	M102 đến đường kính 500 mm	M102 đến đường kính 250 mm	M102 đến đường kính 500 mm
Ký hiệu ASTM, cấp hoặc hạng	A108 Các cấp	A668 Hạng C	A668 Hạng D	A668 Hạng F	A668 Hạng G

	1016 đến 1030				
Điểm chảy nhỏ nhất F_y , MPa	250	230	260	345	345

2.3.5. KIM LOẠI HÀN

Kim loại hàn phải tuân theo các yêu cầu của Quy phạm Hàn cầu D1.5 ANSI/AASHTO/AWS.

Phải sử dụng kim loại hàn tương hợp trong các mối hàn có vát và hàn đắp, trừ kim loại mà người Kỹ sư có thể quy định các phân loại que hàn với cường độ nhỏ hơn kim loại cơ bản khi chi tiết hóa các đường hàn đắp đối với thép tôi và ram, trong trường hợp này phương pháp hàn và kim loại hàn phải được lựa chọn để bảo đảm các mối hàn chắc chắn.

2.3.6. KIM LOẠI ĐÚC

2.3.6.1. THÉP ĐÚC VÀ GANG DẸO

Thép đúc phải tuân theo một trong các tiêu chuẩn sau đây:

AASHTO M192M - Tiêu chuẩn kỹ thuật đối với việc đúc thép cho cầu đường bộ, Hạng 485, trừ khi được quy định khác.

AASHTO M103M (ASTM A27M) - Tiêu chuẩn kỹ thuật đối với việc đúc thép cacbon cho ứng dụng chung, Cấp 485-250, trừ khi được quy định khác.

AASHTO M163M (ASTM A743M) - Tiêu chuẩn kỹ thuật đối với việc đúc hợp kim dựa vào gang pha crom chống ăn mòn, gang pha crom-niken cho ứng dụng chung, cấp CA15, trừ khi được quy định khác.

Sản phẩm đúc bằng gang dẻo phải tuân theo Tiêu chuẩn kỹ thuật đối với gang dẻo đúc, ASTM A536, cấp 414-276-18, trừ khi được quy định khác.

2.3.6.2. CÁC SẢN PHẨM ĐÚC CÓ THỂ RÈN ĐƯỢC

Các sản phẩm đúc có thể rèn được phải tuân theo ASTM A47M, Cấp 24118, - Quy trình đối với các sản phẩm gang ferit có thể rèn được. Cường độ chảy dẻo nhỏ nhất phải không thấp hơn 241MPa.

2.3.6.3. GANG

Các sản phẩm gang phải tuân theo AASHTO M105 (ASTM A48M), Hạng 30 - Quy trình đối với các sản phẩm đúc hợp kim xám.

2.3.7. THÉP KHÔNG GỈ

Thép không gỉ phải tuân theo một trong các tiêu chuẩn sau đây:

ASTM A176- “Tiêu chuẩn kỹ thuật” đối với thép tấm, thép lá và thép dải không gỉ và thép pha crôm chịu nhiệt

ASTM A240M- “Tiêu chuẩn kỹ thuật” đối với thép tấm, thép lá và thép dải pha crôm chịu nhiệt và thép không gỉ, cho các bình chịu áp suất

ASTM A276- “Tiêu chuẩn kỹ thuật” đối với thép thanh và thép hình chịu nhiệt và không gỉ, hoặc

ASTM A666- “Tiêu chuẩn kỹ thuật” đối với thép lá, thép dải, thép tấm, thanh dẹt austenit không gỉ cho các áp dụng kết cấu.

Thép không gỉ không tuân theo các Tiêu chuẩn liệt kê trên đây có thể được sử dụng miễn là thép đó tuân theo các yêu cầu cơ-hóa học của một trong các Tiêu chuẩn liệt kê trên đây, hoặc các Tiêu chuẩn khác đã ban hành. Các Tiêu chuẩn này quy định các tính chất và sự thích hợp, miễn là thép đó phải qua các phân tích, thí nghiệm và các kiểm tra khác ở cùng mức và theo cách mô tả của một trong các Tiêu chuẩn đã liệt kê.

2.3.8. DÂY THÉP

2.3.8.1. DÂY THÉP TRƠN

Dây thép trơn phải tuân theo ASTM A510M - Tiêu chuẩn kỹ thuật đối với các yêu cầu chung cho các phôi để cán kéo dây và dây tròn thô, thép cacbon.

2.3.8.2. DÂY THÉP TRẮNG KẼM

Dây thép tráng kẽm phải tuân theo ASTM A641M - Tiêu chuẩn kỹ thuật đối với dây thép cacbon bọc kẽm (tráng kẽm).

2.3.8.3. DÂY THÉP BỌC ÊPOXY

Dây thép bọc êpoxy phải tuân theo ASTM A99 - Tiêu chuẩn kỹ thuật đối với dây thép bọc êpoxy.

2.3.8.4. DÂY CÁP CẦU

Dây cáp cầu phải tuân theo ASTM A586 - Tiêu chuẩn kỹ thuật đối với dây cáp kết cấu sợi thép bọc kẽm song song và xoắn, hoặc ASTM A603 - Tiêu chuẩn đối với cáp thép kết cấu bọc kẽm.

CHƯƠNG II

CẤU TẠO CẦU DẦM ĐẶC

CHƯƠNG II	12
CẤU TẠO CẦU DẦM ĐẶC.....	12
2.1. Khái niệm chung	12
2.2. mặt cắt ngang dầm chủ	14
2.3 Sườn tăng cường	16
2.4. mối nối dầm và cách tạo vồng bằng mối nối	18
2.4.1. Yêu cầu của mối nối	18
2.4.2. Mối nối sườn dầm	18
2.4.3. Mối nối bản cánh dầm	19
2.4.4. Mối nối tạo vồng.....	20
2.5. Hệ liên kết.....	21
2.5.1. Hệ liên kết ngang.....	21
2.5.2. Hệ liên kết dọc.....	22
2.6. cấu tạo bản trực hướng.....	23
2.7. Xác định nội lực dầm chủ	24
2.7.1. Nội lực do tĩnh tải gây ra.....	26
2.7.2. Nội lực do hoạt tải gây ra.....	26
2.7.3 lựa chọn mặt cắt dầm chủ.....	27
2.8. Kiểm tra điều kiện cường độ.....	29
2.8.1. Điều kiện cường độ theo ứng suất pháp.....	29
2.8.2. Điều kiện cường độ theo ứng suất tiếp.....	29
2.8.3. kiểm tra Điều kiện cường độ theo ứng suất tính đối.....	30
2.8.4. Kiểm tra độ bền mỏi	30
2.9. kiểm tra ổn định.	31
2.9.1. ổn định chung.....	31
2.9.2. ổn định cục bộ	32
2.10. Kiểm tra điều kiện cứng và tính độ võng.....	36
2.11. Kiểm tra chu kỳ dao động.....	36
2.12 Tính liên kết	37
2.12.1 Liên kết bản cánh với sườn dầm.....	37
2.12.1.1 Liên kết đỉnh tán	37
2.12.1.2 Liên kết hàn	38
2.12.2. Tính mối nối dầm chủ.....	38
2.12.2.1 Tính mối nối sườn dầm	39
2.12.2.2 Tính mối nối cánh dầm	40

2.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Vào nửa đầu thế kỷ 19 người ta đã sử dụng kết cấu nhịp dầm thép khá rộng rãi để bắc qua những nhịp lớn. Từ khi xuất hiện cầu giàn tiết kiệm vật liệu hơn thì phạm vi ứng dụng cầu dầm có phần bị thu hẹp thường chỉ bắc qua những nhịp ngắn chừng 20-25 m trở lại.

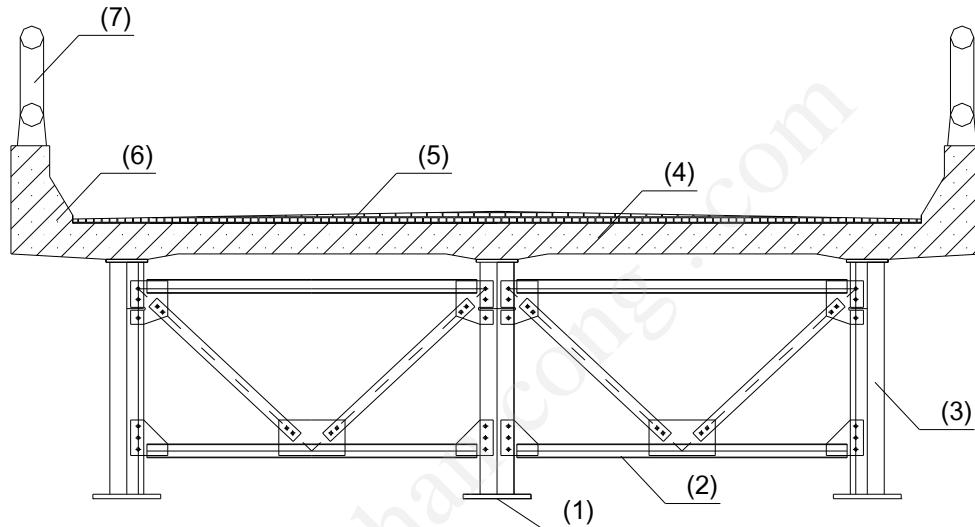
Tuy nhiên do kết cấu đơn giản, chế tạo và thi công nhanh chóng, dễ dàng và rẻ tiền hơn so với cầu giàn nên mặc dù tuy có tốn thép xong cầu dầm vẫn có thể dùng cho những nhịp lớn tới 50m-80m, thậm chí ngày nay đã thi công những cầu dầm thép nhịp dài tới 150m-200m.

Một ưu điểm quan trọng khác là kết cấu nhịp dầm có chiều cao kiến trúc nhỏ, nên trong những cầu đi trên người ta hay sử dụng vì nó giảm bớt được khối lượng đất đắp đường dẫn vào cầu.

Vấn đề phát triển ứng dụng công nghệ hàn vào kết cấu cầu, sự hoàn chỉnh các phương pháp tính toán chính xác về độ ổn định của sườn dầm đồng thời việc đề xuất những loại kết cấu và hệ thống hợp lý như cho bản bê tông cốt thép cùng tham gia chịu uốn với dầm, hay loại kết cấu "bản trực hướng" đã mở ra những triển vọng mới về ứng dụng rộng rãi cầu dầm. Với kỹ thuật hiện nay, trong thực tế người ta đã xây dựng những cầu dầm nhịp rất lớn hàng trăm mét.

Hầu hết cầu dầm thường có mặt cầu đi trên, vì có thể thu hẹp bề ngang móng trụ cầu, đồng thời kết cấu hệ mặt cầu có phần đơn giản về cấu tạo. Hơn nữa toàn bộ kết cấu nhịp được phân mặt cầu ở bên trên che cho không bị nước mưa. Chỉ trong những trường hợp đặc biệt khi chiều cao kiến trúc quá hạn chế thì người ta mới làm cầu dầm có đường xe đi dưới.

Trên hình vẽ là hình tổng thể của kết cấu nhịp cầu dầm



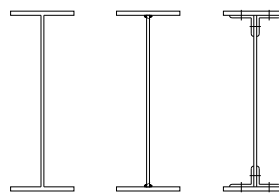
Hình 2.1 Mặt cắt ngang cầu dầm thép

(1) Dầm chủ; (2) Liên kết ngang, dọc; (3) Sườn tăng cường; (4) Bản bê tông mặt cầu; (5) Lớp phủ mặt cầu; (6) Gờ lan can; (7) Tay vịn

Kết cấu chịu lực chính là các dầm chủ. Trong cầu đường sắt một tuyến thường có hai dầm chủ, còn trong cầu đường ô tô thì số lượng dầm chủ có thể nhiều hơn và xác định trên cơ sở các điều kiện kinh tế và kỹ thuật tùy theo khổ rộng của cầu, loại kết cấu mặt cầu, chiều dài nhịp ...

Các dầm chủ được liên kết lại với nhau bằng các hệ liên kết dọc và liên kết ngang, bảo đảm cho kết cấu nhịp là một kết cấu không gian không biến hình và có đủ độ cứng để chịu được những tải trọng nằm ngang tác dụng theo phương ngang cầu.

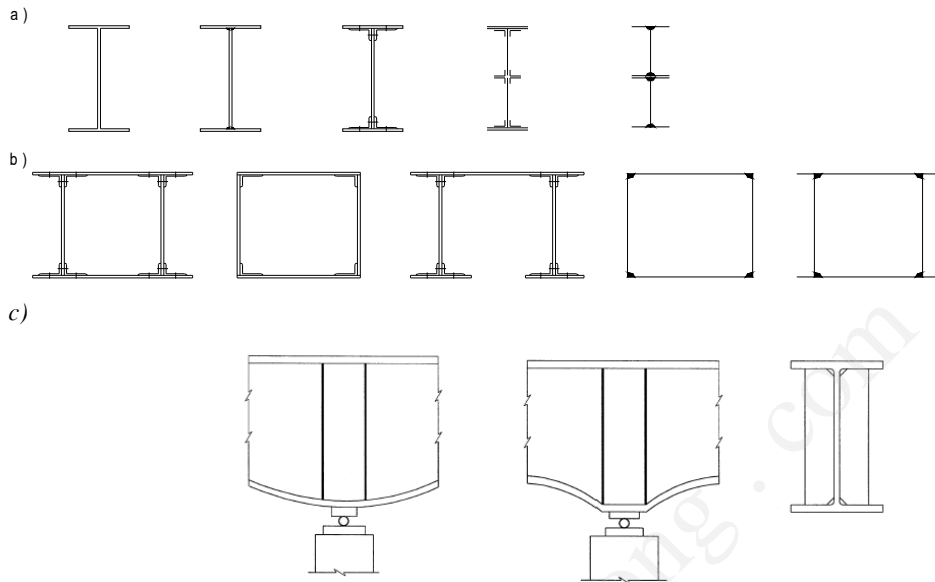
Trong kết cấu nhịp cầu tối thiểu phải có một hệ thống liên kết dọc và những liên kết ngang tại gối. Để tăng thêm độ cứng của kết cấu nhịp và để chịu tác động của tải trọng lệch tâm đối với tim cầu được tốt (chống xoắn) đồng thời cũng để tăng cường ổn định cho biên trên chịu nén, người ta cấu tạo thêm hệ liên kết dọc thứ hai và những liên kết ngang trong phạm vi nhịp.



Hình vẽ 2.1 Dầm thép của cầu dầm bản

2.2. MẶT CẮT NGANG DẦM CHỦ

Mặt cắt ngang dầm chủ của cầu dầm bản thường là mặt cắt chữ I (định hình, ghép bằng hàn, đinh tán hoặc bu lông cường độ cao) chữ I chồng, hoặc mặt cắt hình hộp (hở hoặc kín) như trên hình vẽ 2.2



Sườn bụng kiểu cong Sườn cong theo Parabol Mặt cắt ngang
Dầm thép tổ hợp

Hình 2.2 Mặt cắt ngang cầu dầm bản

Dầm chủ có thể là dầm tán đỉnh hoặc dầm hàn. Mặt cắt của dầm thông thường được cấu tạo có một thành đứng kiểu chữ I hoặc có hai thành đứng kiểu hình hộp. Có khi người ta còn phân dầm thành các mảnh theo chiều cao do điều kiện về lao lắp, vận chuyển hoặc do kích thước thép bản làm dầm có hạn. Dầm mặt cắt chữ I được dùng phổ biến nhất, dầm mặt cắt hình hộp sử dụng trong những trường hợp phải tăng cường ổn định và khả năng chống xoắn.

Dầm tán đỉnh mặt cắt chữ I gồm có một bản thép đứng , bốn thép góc gọi là thép góc cánh và những bản thép nằm ngang gọi là bản cánh. Số lượng các bản thép cánh thay đổi trên chiều dài dầm tương ứng với sự thay đổi của biểu đồ mô men uốn trong dầm.

Chiều cao của dầm xác định phụ thuộc vào các điều kiện sau đây:

1. Trọng lượng bản thân dầm phải đạt nhỏ nhất có thể;
2. Độ cứng của dầm trong mặt phẳng thẳng đứng phải thỏa mãn yêu cầu về độ võng qui định;
3. Kích thước và trọng lượng của các mảnh dầm phải đáp ứng được về điều kiện chuyên chở và lao lắp;
4. Chiều cao kiến trúc của kết cấu nhịp nên rất nhỏ để giảm bớt khối lượng đường dẫn vào cầu;
5. Sử dụng hợp lý các bản thép cán có kích thước thông thường mà không phải cấu tạo mối nối dọc.

Dựa vào những tính toán lý thuyết kết hợp các số liệu thực tế thì chiều cao kinh tế nhất của dầm chủ có thể xác định theo công thức :

$$h = \sqrt{\frac{\alpha.M}{R.\delta}};$$

Trong đó :

M : mô men uốn tính toán ;

R : cường độ tính toán của thép làm dầm chủ;

δ : bề dày bản thép làm sườn dầm;

α : hệ số bằng 2,5 - 2,7.

Nếu lựa chọn trị số chiều cao dầm khác chút ít so với chiều cao kinh tế nhất (đã tính được theo công thức trên) thì trọng lượng dầm thay đổi không đáng kể cho nên cần phải xét tới những điều kiện kể trên để chọn lựa chiều cao dầm sao cho là hợp lý nhất.

Trong cầu xe lửa nhịp đơn giản khoảng 30m trở lại thì chiều cao dầm nên lấy bằng 1/9 - 1/13 chiều dài nhịp. Đối với nhịp lớn nếu có cấu tạo máng ba lát bằng bê tông cốt thép và cho tham gia chịu lực cùng với dầm thép như một dầm liên hợp thì chiều cao dầm có thể chọn trong phạm vi 1/10 - 1/15 chiều dài nhịp.

Các cầu ô tô nhịp đơn giản thường có chiều cao dầm bằng 1/12 - 1/20 của chiều dài nhịp.

Cũng giống như cầu bê tông cốt thép, xuất phát từ nguyên tắc giảm bớt trọng lượng dầm tới mức nhỏ nhất, các cầu liên tục và cầu dầm hẫng thường làm theo sơ đồ có nhịp biên nhỏ hơn so với nhịp giữa và thường bằng 0.75 - 0.80 của nhịp giữa. Tuy nhiên do các điều kiện về thông xe ở dưới gầm phần cầu vượt qua đường ô tô chạy dọc hai bên bờ sông, tỷ số giữa các nhịp có thể ra ngoài phạm vi trên. Với các nhịp cỡ không quá 50-60 m, chiều cao dầm thường được chọn không thay đổi dọc nhịp và bằng 1/15 - 1/20 chiều dài nhịp.

Với các nhịp lớn hơn 50-60m, chiều cao dầm nên làm thay đổi tăng dần vào các vị trí gối giữa. Nếu chiều cao tăng theo đường thẳng bằng hình thức cấu tạo vút thì tại gối chiều cao dầm bằng 1.2 - 1.3 chiều cao dầm tại giữa nhịp. Khi nhịp lớn, dầm nên làm với chiều cao thay đổi theo đường cong và thường người ta cho bản mặt cầu cùng tham gia làm việc với dầm chủ thì chiều cao dầm có thể đạt tới 1/45 - 1/60 chiều dài nhịp đối với mặt cắt giữa nhịp và 1/20-130 đối với mặt cắt tại gối.

Bề dày sườn dầm chọn theo điều kiện tính toán chịu lực cắt và ổn định cục bộ, nhưng không được nhỏ hơn 10 mm đối với dầm tán đỉnh và 12 mm đối với dầm hàn. Quan hệ giữa bề dày và chiều cao sườn dầm có thể định theo biểu thức $(1/12.5)\sqrt{h}$ cho dầm làm bằng thép than và $(1/10)\sqrt{h}$ cho dầm làm bằng thép hợp kim thấp, ở đây h là chiều cao của sườn dầm (cm).

Thép góc cánh trong dầm tán đỉnh được chọn trên cơ sở tính toán về làm việc chịu uốn của dầm, làm sao cho chúng kết hợp với các bản cánh để đạt đủ trị số mô men chống uốn yêu cầu. Các thép góc này thường giữ không thay đổi trong suốt chiều dài dầm. Cỡ thép góc nhỏ nhất để dùng làm thép góc cánh là 100x100x10 mm.

Bề rộng các bản cánh không được nhỏ hơn $(2b + d + 2 \times 5)$ mm, trong đó b là bề rộng bản cánh nằm ngang của thép góc cánh, d là bề dày của sườn dầm, 5 mm là độ chìa ra tối thiểu của các bản cánh vì kích thước của chúng và của các thép góc cánh có thể có sai lệch.

Trong cầu xe lửa có mặt cầu đặt tiếp lên dầm thép, bề rộng tối thiểu của các bản cánh là 240mm do điều kiện kê của tà vẹt đè lên bản cánh trên của dầm.

Bề rộng lớn nhất của các bản cánh xác định bằng bề rộng cánh chìa ra (đối với hàng đỉnh ngoài cùng liên kết chúng với các thép góc cánh) theo điều kiện về ổn định cục bộ, không được vượt

quá các trị số sau :trong cầu xe lửa là 10d và 0.3 m, trong cầu ô tô là 15d và 0.4 m; ở đây δ là bề dày của tất cả các bản cánh.

Bề dày của mỗi bản cánh không nên quá 20 mm để đảm bảo chất lượng thép. Ngoài ra nếu các bản cánh có bề dày nhỏ thì dễ cắt để cho biểu đồ bao vật liệu là phù hợp nhất với biểu đồ mô men tính toán và tiết kiệm thép hơn. Tuy nhiên về mặt cấu tạo cũng yêu cầu các bản cánh không được mỏng hơn 10 mm.

Bề dày lớn nhất của tất cả các bản cánh bao gồm cả cánh thép góc cánh và các loại bản nối không chế bởi bề dày cho phép theo điều kiện tán ghép của đỉnh tán 4.5d, nếu tán đỉnh bằng hai buá hoặc máy tán là 5.5d, trong đó d là đường kính của thân đỉnh tán. Bên cạnh đó cũng có qui định về số lượng các tập bản thép được lắp ghép bằng đỉnh tán không được nhiều hơn 7 nếu tán bằng hai buá thì không được nhiều hơn 8 đối với đỉnh đường kính 23 mm, và tương ứng không được nhiều hơn 8 và 9 đối với đỉnh đường kính 26 mm.

Diện tích các thép góc cánh nên chọn bằng khoảng 30% - 40% diện tích cánh dầm vì nếu nhỏ quá thép góc cánh sẽ làm việc quá tải.

2.3 SƯỜN TĂNG CƯỜNG BẢN BỤNG DẦM

Để tăng cường ổn định cho bản bụng (sườn) dầm có thể đặt những sườn tăng cường thẳng đứng làm bằng thép góc (nếu dùng liên kết đỉnh tán) hoặc thép bản (nếu dùng liên kết hàn). Cách bố trí các thép góc tăng cường phải căn cứ vào tính toán ổn định cục bộ của sườn dầm, nhưng tại những chỗ cấu tạo liên kết ngang thì phải đặt thép góc tăng cường sao cho kết hợp để có thể gắn bản nút của liên kết ngang vào với dầm.

Thép góc tăng cường cần phải ốp lên cả thép góc cánh, như vậy hoặc là sẽ phải uốn đầu chúng hoặc là phải đặt bản đệm lót dưới cánh thép góc tăng cường trong phạm vi các thép góc cánh trên và thép góc cánh dưới. Dùng bản đệm thì công việc chế tạo kết cấu có phần đơn giản hơn (không mất công uốn nóng đầu thép góc tăng cường) nhưng lại tốn thêm thép, cho nên cách này thường được dùng khi chiều cao dầm tương đối nhỏ hoặc khi thép góc tăng cường phải chịu lực tập trung lớn (chẳng hạn như thép góc tăng cường tại gối).

Thép góc tăng cường đứng cho sườn dầm nên được đặt đối xứng ở cả hai bên của sườn dầm ; bề rộng cánh chia ra của thép góc này không được nhỏ hơn $h/30 + 40$ mm (h - là chiều cao bản sườn tính ra mm). Khi chiều cao dầm khá lớn thì ngoài thép góc tăng cường đứng có thể phải đặt cả thép thép góc tăng cường nằm ngang.

Dầm hàn thường chỉ có bản thép tăng cường đứng sườn dầm và các bản cánh. Chiều cao dầm và bề dày sườn dầm cũng chọn trên cơ sở những nguyên tắc đã nói ở trên đối với dầm tán đỉnh.

Bề dày các bản thép cánh dầm không nên lớn quá 50 mm nếu dùng thép than và 40 mm nếu dùng thép hợp kim thấp. Bởi vì các bản thép quá dày thường không đảm bảo giới hạn chảy yêu cầu trong khi vẫn giữ nguyên các đặc trưng khác của vật liệu thép.

Trong dầm hàn, bề rộng cánh chia ra của bản cánh dầm chịu nén có nép cạnh tăng cường không được vượt quá trị số đã nêu ở trên đối với dầm tán đỉnh. Nếu cánh dầm chỉ gồm có các bản thép nằm ngang thì phần cánh chia ra tính từ mặt phẳng tim dầm. Người ta thay đổi diện tích mặt cắt cánh dầm bằng cách dùng những bản thép có bề rộng hoặc bề dày khác nhau và được nối với nhau bằng mối hàn đối đầu . Để tránh hiện tượng ứng suất tập trung phải thay đổi kích thước một cách điều hoà từ bản thép này sang bản thép kia bằng cách cắt gọt với độ vát hay độ dốc không vượt quá 1:8 cho cánh dầm chịu kéo, 1:4 cho cánh dầm chịu nén. Bề rộng bản thép có thể cho thay đổi trên một đoạn dài hơn nhiều so với đoạn qui định bằng cách dùng một bản thép theo dạng hình thang. Cách này vừa làm cho mặt cắt dầm phù hợp với biểu đồ mô men hơn đồng thời lại tiết kiệm được thép hơn.

Nếu theo tính toán đòi hỏi bề dày bản cánh lớn hơn trị số nói ở trên thì sẽ làm cánh dầm gồm những bản thép hàn ghép lại, nhưng tốt nhất không nên nhiều quá hai bản. Bề rộng các bản thép phải khác nhau để có thể hàn mối hàn cạnh liên kết chúng lại. Bề rộng từ mép của bản thép rộng hơn đến mép bản thép hẹp hơn không được nhỏ hơn 5 mm.

Sườn tăng cường của dầm hàn làm bằng những dải thép dày 10 -12 mm, riêng sườn tăng cường tại gối có thể dày tới 20 mm -30 mm. Bề rộng của sườn tăng cường đúng trong trường hợp không cấu tạo thêm sườn tăng cường nằm ngang không được nhỏ hơn cánh chìa ra của thép góc tăng cường trong dầm tán đỉnh. Các sườn tăng cường nên đặt đối xứng cả hai bên sườn dầm.

Nhiệm vụ của sườn tăng cường là để đảm bảo ổn định cục bộ cho sườn dầm, ngoài ra sườn tăng cường còn là chỗ để lắp các liên kết ngang của kết cấu nhịp.

Đối với các dầm I định hình cán sẵn, nói chung khi chế tạo dầm người ta đã quan tâm đến yêu cầu đảm bảo ổn định cục bộ nên đa số không phải bố trí sườn tăng cường, một số sườn tăng cường dầm có bố trí sườn tăng cường đúng có khi chỉ với mục đích để lắp liên kết ngang.

Sau đây là một số qui định về sườn tăng cường cho trong Quy trình 22TCN 17-79:

- Phải đặt sườn tăng cường đúng tại gối tựa ở các điểm truyền lực tập trung.

Khi chiều cao tính toán h_s của sườn dầm lớn hơn 50 lần bề dày sườn dầm thì căn cứ vào ổn định cục bộ của sườn dầm để bố trí thêm các sườn tăng cường trung gian.

Khi cần phải bố trí sườn tăng cường ngang thì nên đặt ở khoảng cách từ cánh chịu nén:

Nếu dùng một sườn tăng cường ngang : $(0,2 - 0,25) h_s$

Nếu dùng hai hay ba sườn tăng cường ngang : sườn thứ nhất $(0,15 - 0,2) h_s$, sườn thứ hai $(0,4 - 0,5) h_s$; sườn thứ ba thường đặt trong khu vực chịu kéo.

Khi chỉ có sườn tăng cường đứng thì bề rộng mép thò ra của hai sườn tăng cường đối xứng về mỗi bên của sườn dầm không được nhỏ hơn 30 mm – 40 mm

Khi có cả sườn tăng cường đứng và ngang thì mô men quán tính của mặt cắt các sườn đối với trục qua trọng tâm của nó và song song với mặt phẳng sườn dầm không nhỏ hơn giá trị tính theo công thức sau:

$$\text{Sườn tăng cường đứng : } J = 3h_s \delta^3$$

$$\text{Sườn tăng cường ngang : } J = \left(2,5 - 0,45 \frac{a}{h_s} \right) \frac{a^2}{h_s} \delta^3$$

Nhưng không nhỏ hơn $1,5h\delta^3$ và không lớn hơn $7h\delta^3$ trong đó :

h : Chiều cao tính toán của sườn dầm đối với kết cấu hàn lấy bằng toàn bộ chiều cao sườn dầm, đối với kết cấu tán nối lấy bằng khoảng cách giữa các đường tim của hai hàng đỉnh tán của thép góc nằm gần trục sườn dầm nhất.

a – Khoảng cách giữa hai sườn tăng cường đứng

δ - Chiều dày của sườn tăng cường

- Sườn tăng cường nên bố trí đối xứng về hai bên của sườn dầm, trong trường hợp sườn tăng cường chỉ bố trí ở một bên sườn dầm thì mô men quán tính lấy đối với trục là đường tiếp xúc của sườn dầm với sườn tăng cường. Bề dày của sườn tăng cường không được nhỏ hơn 1/15 bề rộng cánh thò ra và không nhỏ hơn 10 mm.

- Trong dầm tán nổi đầu của sườn tăng cường ở những chỗ truyền lực tập trung phải tựa khít vào cánh nằm ngang của thép góc cánh dầm và phải kiểm toán chịu ép mặt.

- Trong dầm hàn nổi để đảm bảo ổn định cục bộ cho sườn dầm nếu chỉ dùng riêng sườn tăng cường đứng và tăng bề dày sườn dầm mà thấy không hợp lý thì mới dùng sườn tăng cường ngang.

Sườn tăng cường song song với các mạch hàn nổi của sườn dầm phải cách xa mạch nối gia công tại nhà máy một đoạn ít nhất là 10 lần bề dày sườn dầm và cách xa mạch hàn nổi lúc lắp ráp một đoạn tùy theo yêu cầu về hàn nổi khi lắp ráp mà xác định.

- Tại những chỗ tiếp giáp giữa sườn tăng cường đứng với sườn tăng cường ngang, với cánh dầm hoặc với bản nút nằm ngang của hệ liên kết dọc hàn vào sườn dầm thì ở sườn tăng cường đứng nên khoét thủng một lỗ hình chữ nhật có làm tròn góc, chiều cao của lỗ khoét 80 mm – 120 mm; chiều rộng 50 mm – 80 mm; bán kính góc lượn tròn không nhỏ hơn 20 mm.

- Cho phép hàn sườn tăng cường vào bản thép của cánh dầm chịu nén hay vào cánh dưới dầm ở gối, không được hàn sườn tăng cường vào cánh chịu kéo, khi đó phải có bản đệm dày 16 mm – 20 mm; rộng 30 mm- 40 mm; bản đệm ép chặt vào đầu sườn tăng cường và cánh dầm rồi hàn bằng đường hàn góc vào đầu sườn tăng cường.

- Với dầm hộp sườn tăng cường có thể là thép bản, thép góc hoặc thép có mặt cắt chữ T.

2.4. MỐI NỐI DẦM VÀ CÁCH TẠO VÒNG BẰNG MỐI NỐI

Do kích thước các vật tư thép cán (thép bản, thép góc, thép chữ I..) có hạn , khi chiều dài dầm chủ lớn, phải nối ghép. Mặt khác, khi chiều dài dầm lớn thì không thể nối ghép tạo ra các khối dầm quá dài và quá nặng ở công xưởng vì như thế rất khó chuyển ra công trường. Như vậy ở công xưởng chỉ chế tạo từng đoạn dầm, sau khi vận chuyển các đoạn đó ra công trường mới tiến hành lắp ghép chúng lại thành dầm dài hoàn chỉnh. Do đó có hai loại mối nối là: mối nối ở công xưởng và mối nối ở công trường.

Đối với mối nối tại công xưởng thì không nhất thiết tất cả các bộ phận mặt cắt cùng phải nối một chỗ, nhưng ngược lại, đối với mối nối ở công trường thì toàn bộ mặt cắt dầm : cả sườn dầm , cánh dầm đều cùng phải nối tại cùng một mặt cắt hoặc trong vài mặt cắt rất gần nhau, bảo đảm thuận tiện cho vận chuyển và lắp ráp.

2.4.1. YÊU CẦU CỦA MỐI NỐI

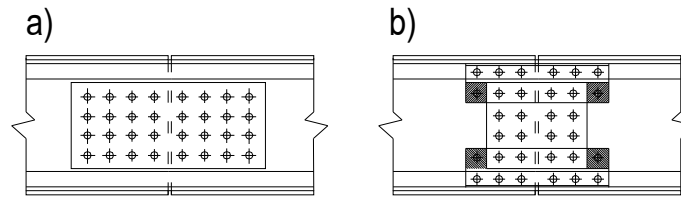
- Tại mối nối thép cơ bản bị gián đoạn phải có các thành phần phụ đủ thay thế để truyền lực tránh ứng suất tập trung và không có bộ phận nào bị quá tải.
- Mối nối phải đơn giản, dễ thực hiện, dễ duy tu bảo dưỡng, có thể định hình
- Nếu mối nối để tạo độ võng xây dựng thì mối nối phải bảo đảm đúng độ võng thiết kế.
- Có hai loại mối nối: mối nối sườn dầm và mối nối cánh dầm, sau đây sẽ nghiên cứu từng loại mối nối.

2.4.2. MỐI NỐI SƯỜN DẦM

Sườn dầm chịu lực cắt là chủ yếu nên cần hạn chế mối nối ở những mặt cắt có lực cắt lớn.

Sườn dầm thường được nối theo kiểu nối đối đầu có hai bản nối ghép đối xứng để giảm số lượng đinh tán, hạn chế nối chồng để tránh truyền lực lệch tâm và tăng số lượng đinh tán.

Mối nối sườn dầm khi bản tấp nằm lọt trong khoảng hai thép góc của cánh trên và cánh dưới không tốt vì khi đó thép góc sẽ làm việc quá tải. Nên có các bản tấp phủ lên cánh đứng của thép góc, khi đó thép góc không bị quá tải và giảm bớt số đỉnh vì các đỉnh ở xa trọng tâm nhóm đỉnh làm việc nhiều hơn các đỉnh ở gần trọng tâm. Có thể dùng thép góc để nối thép góc nhưng tốt hơn hết là nên dùng thép bản vì như vậy không phải gọt sống của thép góc để nối.



Hình 2.9. Mối nối sườn dầm

- a) Mối nối có bản tấp không phủ lên thép góc cánh
b) Mối nối có bản tấp phủ lên thép góc cánh và ở bốn góc có 4 bản lót phụ, bản lót này dày bằng cánh đứng của thép góc.

2.4.3. MỐI NỐI BẢN CÁNH DẦM

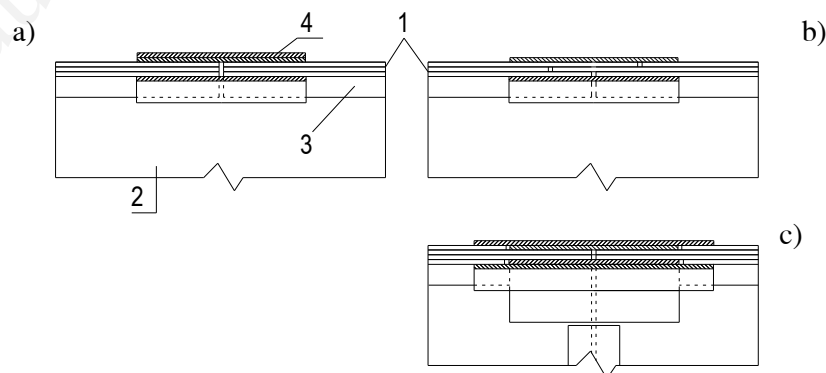
Mối nối cánh chịu mômen uốn nên cần tránh ở những nơi có mômen uốn lớn.

Mối nối cánh có thể là mối nối đối đầu, so le hoặc kết hợp đối đầu và so le.

Cánh dầm có thể là thép bản và thép góc, thép bản được nối bằng thép bản, thép góc được nối bằng thép góc hoặc thép bản.

Mối nối đối đầu đơn giản, dễ thực hiện ở công trường nhưng tốn nhiều bản tấp, nếu mặt cắt bản cánh lớn thì mối nối này không phù hợp vì tốn thép.

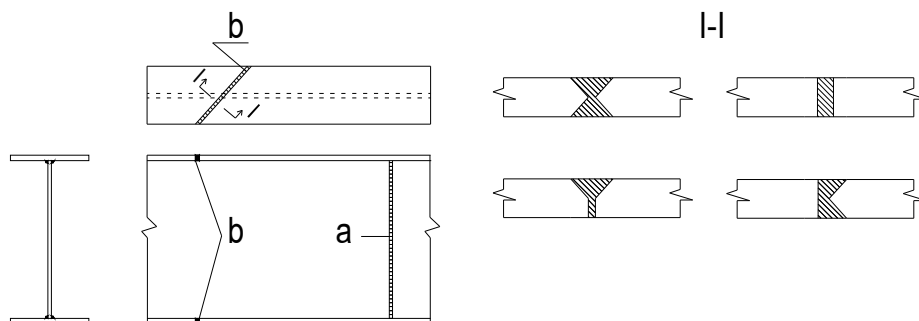
Mối nối so le có bản cánh và thép góc cánh gián đoạn ở nhiều vị trí khác nhau nên mối nối tốn ít bản tấp, tuy vậy sẽ khó vận chuyển đến công trường do đầu bản tấp thừa ra có chiều dày mỏng nên dễ bị cong vênh, việc lắp ráp tại công trường cũng có khó khăn do phải cẩu nâng lên theo phương ngang trong khi đó các khối dầm chỉ thuận tiện nâng lên theo phương thẳng đứng.



Hình 2.10. Mối nối cánh dầm

- a) Mối nối đối đầu; b) Mối nối so le ; c) Mối nối kết hợp

1- Cánh dầm chủ; 2 - Sườn dầm chủ ; 3 - Thép góc dầm chủ; 4 - Bản tấp cánh



Hình 2.11. Mối nối tại nhà máy của dầm hàn

a) Mối nối sườn dầm

b) Mối nối cánh dầm

Mối nối kết hợp là mối nối phối hợp cả hai mối nối đối đầu và so le, thí dụ mối nối bản cánh gồm ba bản thép và một thép góc cánh. Hai bản thép cánh 2 và 3 được liên kết nhờ hai bản táp T1 và T2. Bản thép cánh F1 được liên kết nhờ bản táp trên cùng T'1. Cánh nằm ngang của thép góc nhường chỗ cho bản táp T2, còn bản thân nó được liên kết nhờ thép góc táp 5. Bản thép 6 là bản táp sườn dầm.

2.4.4. MỐI NỐI TẠO VÒNG

Có nhiều cách tạo vòng trong đó tạo vòng nhờ mối nối vừa kinh tế vừa dễ thi công, trừ trường hợp dầm ngắn không phải nối thì khi đó cũng không cần tạo độ vòng.

Đối với những dầm có một mối nối khi đó cả hai đoạn dầm ở hai bên mối nối đều đặt dốc đi để tạo vòng. Đối với những dầm có hai mối nối thì đoạn dầm giữa thường đặt nằm ngang còn hai đoạn đầu đặt dốc để tạo độ vòng. Trường hợp dầm có lớn hơn hai mối nối cách tạo độ vòng cũng tương tự nên không trình bày.

- Cách tạo độ vòng khi dầm có một mối nối:

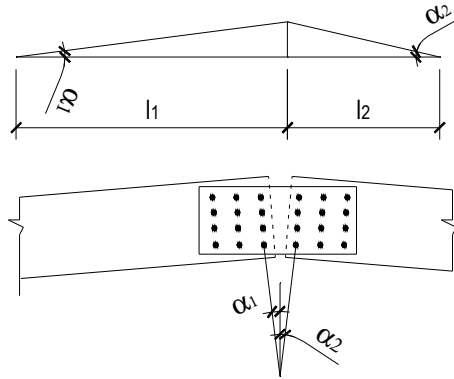
Trong trường hợp này dầm có hai đoạn, nếu hai đoạn có chiều dài bằng nhau thì cần đặt cho các đoạn nghiêng với đường nằm ngang như nhau sao cho ở vị trí mối nối đạt được độ vòng f_v như thiết kế, nếu hai đoạn dầm có chiều dài khác nhau thì để ở vị trí mối nối đạt được độ vòng là f_v cần đặt các đoạn nghiêng với đường nằm ngang những góc α_1 và α_2 khác nhau. Để đạt được điều đó các cột đỉnh trên bản táp của sườn dầm cần nghiêng với đường thẳng đứng những góc tương ứng là α_1 và α_2 như trên hình 2-10 b. Trong đó $\operatorname{tg}\alpha_1 = f_v / l_1$; $\operatorname{tg}\alpha_2 = f_v / l_2$. Do các góc α_1 và α_2 rất nhỏ (vì độ vòng f_v rất nhỏ so với l_1 và l_2) nên việc thực hiện mối nối cánh cũng không có gì phức tạp hơn nhiều so với mối nối không có tạo độ vòng.

- Cách tạo độ vòng cho dầm có hai mối nối

Trong trường hợp này người ta đặt cho đoạn giữa nằm ngang, các đoạn đầu và cuối nghiêng với đoạn giữa những góc α_1 và α_3 có:

$\operatorname{tg}\alpha_1 = f_v / l_1$ và $\operatorname{tg}\alpha_3 = f_v / l_3$ để ở đoạn giữa có độ vòng là f_v như trên hình 4-11a. Mối nối giữa đoạn 1 (chiều dài l_1) và đoạn 2 (chiều dài l_2) các cột đỉnh trên đoạn 2 bố trí thẳng đứng, còn các cột đỉnh trên đoạn 1 nghiêng đi một góc α_1 so với đường thẳng đứng. Mối nối giữa hai đoạn 2 và

3 cũng tương tự như trên nghĩa là các cột đỉnh trên đoạn 2 thẳng đứng, còn các cột đỉnh trên đoạn 3 nghiêng với đường thẳng đứng một góc α_3 .



Hình 2.12. Mối nối tạo vồng

2.5. HỆ LIÊN KẾT

Các dầm chủ được liên kết lại với nhau bằng những hệ liên kết ngang và liên kết dọc. Trong cầu xe lửa có mặt cầu loại tà vẹt đặt trực tiếp lên dầm thép thì nhất thiết phải cấu tạo cả hệ liên kết dọc trên để tiếp nhận lực lắc ngang của đoàn tàu và giữ cho cánh trên chịu nén của dầm được ổn định. Liên kết dọc thường làm kiểu tam giác hoặc chữ thập. Hệ liên kết dọc trong cầu ô tô thường hay làm theo kiểu chữ K, nhất là khi khoảng cách giữa các dầm chủ tương đối lớn.

Khi cầu có nhiều chủ thì hệ liên kết dọc của từng bộ hai dầm một sẽ làm theo hệ thống không biến hình, còn giữa các bộ phận có thể chỉ cấu tạo các thanh chống ngang. Các thanh liên kết làm bằng một hoặc 2 thép góc.

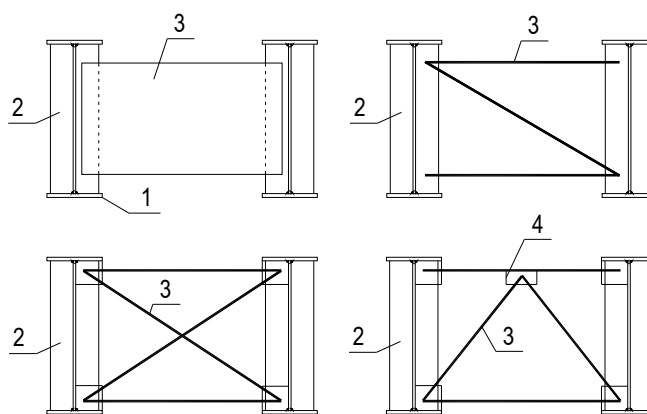
Nếu các dầm chủ được liên kết lại với nhau khá chắc chắn bởi bản bê tông cốt thép mặt cầu hoặc máng ba lát thì có thể không cần cấu tạo hệ liên kết dọc trên nếu khi lắp ráp kết cấu nhịp cũng không cần dùng đến chúng.

2.5.1. HỆ LIÊN KẾT NGANG

Hệ liên kết ngang liên kết các dầm chủ thành hệ không gian do đó làm tăng độ cứng theo phương ngang của kết cấu nhịp. Liên kết ngang còn tham gia vào việc phân phối tải trọng điều hoà hơn cho các dầm chủ. Ngoài ra liên kết ngang ở gối còn là chỗ đặt kích khi thi công, sửa chữa cầu, cũng chính vì vậy liên kết ngang ở gối thường được cấu tạo chắc chắn hơn các liên kết ngang khác.

Trong Quy Trình 22TCN 18-79 quy định phải bố trí liên kết ngang tại gối và lại giữa dầm chủ, khoảng cách giữa các dầm ngang không được vượt quá 6m và không lớn hơn 30 lần bề rộng bản cánh.

Liên kết ngang có thể làm bằng thép chữ I, hoặc thép góc và thường có cấu tạo như trên hình vẽ 4 - 13. Liên kết ngang có thể bắt trực tiếp vào sườn tăng cường đứng hoặc thông qua bản tiếp điểm của liên kết ngang bằng hàn, đinh tán hay bu lông cường độ cao.

**Hình 2.15.** Cấu tạo của liên kết ngang

1. Dầm chủ

2. Sườn tăng cường đứng

3. Liên kết ngang

4. Bản tiếp điểm của liên kết ngang

2.5.2. HỆ LIÊN KẾT DỌC

Hệ liên kết dọc chủ yếu để chịu lực ngang tác dụng lên kết cấu nhịp như lực gió, lực ly tâm khi cầu nằm trên đường cong. Ngoài ra hệ liên kết dọc cùng với liên kết ngang liên kết các dầm chủ thành hệ không gian.

Quy trình 22TCN 18-79 quy định:

+ Kết cấu nhịp và các khối lắp ghép phải có các hệ liên kết dọc và ngang để đảm bảo kết cấu nhịp không bị biến dạng không gian trong thời gian sử dụng và các khối không bị biến dạng trong quá trình vận chuyển cũng như lắp ghép.

Các loại kết cấu nhịp kiểu dầm thường phải có hệ liên kết dọc đặt ở các mặt phẳng cánh trên và cánh dưới. Đối với các kết cấu nhịp có các bộ phận liên kết cứng với biên của dầm thí dụ bản bê tông cốt thép trong dầm liên hợp thì được phép bỏ hệ liên kết dọc ở trong mặt phẳng đó nếu xét thấy nó không cần thiết khi lắp ráp.

+ Trong cầu đường sắt khi dầm dọc của hệ mặt cầu có nhịp lớn hơn 3m và không có bản mặt cầu thì phải có hệ liên kết dọc trên.

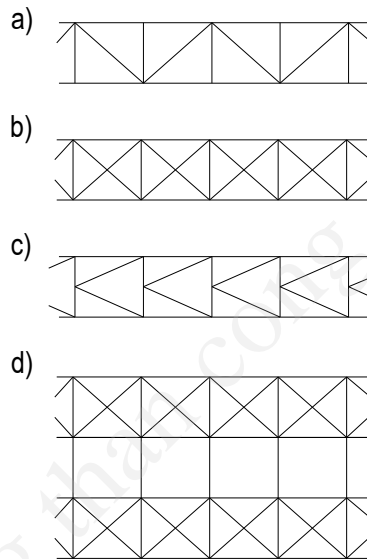
- Theo Quy trình của Nhật bản thì cầu dầm bản mặt cắt chữ I nói chung phải có liên kết dọc trên và dưới để truyền tải trọng ngang một cách điều hoà lên gối cầu. Trong cầu dầm bản chạy trên dầm chủ liên kết với bản mặt cầu bằng thép (bản trực hướng), hoặc bản bê tông cốt thép để chống lại biến dạng ngang thì có thể không cần hệ liên kết dọc. Nếu nhịp không vượt quá 25 m và có bố trí liên kết ngang cứng thì có thể bỏ qua hệ liên kết dọc dưới, nhưng đối với cầu cong thì không được bỏ.

- Các thanh của hệ liên kết dọc thường được cấu tạo bằng 1 hoặc 2 thép góc, hai đầu thanh được liên kết với bản tiếp điểm của hệ liên kết bằng hàn, đinh tán hoặc bu lông. Bản tiếp điểm của hệ liên kết dọc được liên kết vào sườn dầm chủ, ở vị trí có sườn tăng cường đứng bản tiếp điểm có thể cấu tạo từ 2 bản thép ở hai bên sườn tăng cường để sườn tăng cường không bị gián đoạn.

- Các liên kết ngang cũng được coi là các thanh của hệ liên kết dọc

- Cầu đường sắt mặt cầu trần (tà vẹt đặt trực tiếp lên dầm) nhất thiết phải bố trí cả 2 hệ liên kết dọc trên và dưới. Từ mặt trên của các thanh và bản nút của hệ liên kết dọc đến đáy tà vẹt phải có khoảng hở lớn hơn 4 cm để khi tà vẹt bị võng xuống không chạm phải thanh hoặc bản nút.

Hệ liên kết dọc có thể cấu tạo dạng 1 thanh chéo, hai thanh chéo, dạng chữ K. Nếu cầu có nhiều dầm chủ có thể bố trí liên kết dọc cho từng nhóm hai dầm một, giữa các nhóm hai dầm chỉ có các liên kết ngang. Trên hình 2-16 giới thiệu một số dạng liên kết dọc, trong đó 2 –16 a, b là liên kết dọc một hoặc hai thanh chéo, hình 2 –16c, d là liên kết dọc kiểu chữ K, hình 2 – 16e liên kết dọc bố trí theo từng nhóm hai dầm một, hình 2 -16g là bản nút của hệ liên kết dọc.



Hình 2.16. Cấu tạo hệ liên kết dọc

2.6. CẤU TẠO BẢN TRỰC HƯỚNG

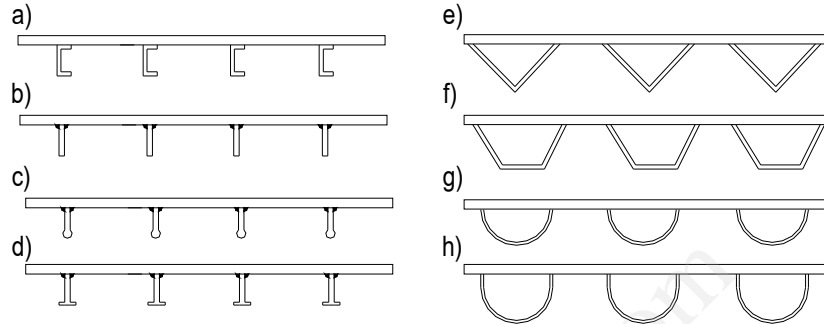
Trong cầu thép, để giảm tĩnh tải mặt cầu và tiết kiệm vật liệu người ta dùng kết cấu bản trực hướng bằng thép, ở đây bản trực hướng vừa là bản mặt cầu vừa là một thành phần của dầm chủ. Bản trực hướng liên kết các dầm chủ nên có thể bỏ hệ liên kết dọc trên.

Kết cấu nhịp có bản trực hướng thường cấu tạo dưới dạng mặt cắt hình hộp. Nếu chỉ có phần bản trên tham gia chịu lực với dầm chủ thì dầm chủ là những dầm chữ I, trường hợp này phải tăng bề dày cánh dưới dầm, do vậy thường cấu tạo thành các hộp kín có bản dưới nối liền các sườn đứng và cũng là một thành phần của dầm chủ. Sườn dầm có thể đứng hoặc nghiêng, trên sườn dầm chủ có bố trí các sườn tăng cường đứng và sườn tăng cường ngang. Cánh dầm cũng có sườn tăng cường dọc và sườn tăng cường ngang, trong đó sườn tăng cường dọc cũng thuộc thành phần trong mặt cắt tính toán của dầm chủ, do đó ở chỗ giao nhau giữa sườn dọc và sườn ngang thì sườn ngang thường được khoét lỗ để sườn dọc có cấu tạo liên tục.

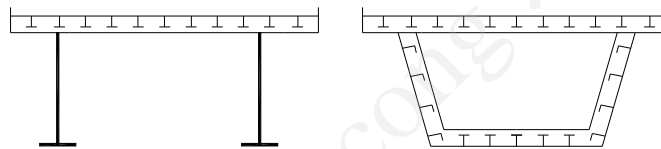
Trên mặt bản trực hướng thường phủ một lớp bê tông nhựa để bảo vệ bản và đảm bảo cho xe chạy tốt hơn.

Muốn cho bản trực hướng cứng hơn người ta dùng các sườn thép hình đặc biệt. Ngoài tham gia chịu lực cùng với dầm chủ, loại mặt cầu thép bản trực hướng làm cả nhiệm vụ của hệ liên kết dọc trên, vì vậy rất tiết kiệm thép cho kết cấu nhịp, trọng lượng bản thân khoảng $230 \div 250 \text{ kg/m}^2$.

Kết cấu bản trực hướng sẽ được trình bày chi tiết ở chương 9.



Hình 2.5. Các kiểu bản trực hướng



Hình 2.5. Kết cấu bản trực hướng

2.7. XÁC ĐỊNH NỘI LỰC DẦM CHỦ

Hiện nay trên thực tế tồn tại hai phương pháp chính để tính toán thiết kế cầu thép : Phương pháp tính theo trạng thái giới hạn và phương pháp tính theo ứng suất cho phép.

Phương pháp tính theo ứng suất cho phép đã được áp dụng rộng rãi trước đây và ngay cả hiện nay tại một số nước vẫn còn được dùng phổ biến. Nội dung chủ yếu của phương pháp tính theo ứng suất cho phép là khi thiết kế các kích thước một kết cấu, người ta tính nội lực do các tải trọng tiêu chuẩn gây ra trong kết cấu, rồi tính ứng suất do nội lực đó sinh ra và đem so sánh nó với trị số ứng suất cho phép. Ứng suất tính ra bắt buộc phải nhỏ hơn ứng suất cho phép thì kết cấu lựa chọn được coi là an toàn.

Công thức tổng quát của phương pháp này :

$$\sigma = \frac{S_t + S_h}{\omega} \leq [\sigma]$$

Trong đó :

S_t = nội lực do tĩnh tải gây ra trong kết cấu, có thể đó là nội lực nén, nội lực kéo hoặc mô men uốn;

S_h = nội lực do hoạt tải gây ra trong kết cấu có kể tới hệ số xung kích. Nội lực này cũng có thể là lực nén, lực kéo, hoặc mô men uốn;

ω = đặc trưng hình học của mặt cắt kết cấu, có thể là diện tích tính toán của mặt cắt hoặc mô men chống uốn của mặt cắt.

s = ứng suất do tải trọng gây ra

$[s]$ = ứng suất cho phép của vật liệu kết cấu. Ứng suất này lấy bằng cường độ giới hạn của vật liệu chia cho một hệ số an toàn K

$$[\sigma] = \frac{\sigma_{g.han}}{K}$$

Hệ số an toàn K dựa trên kinh nghiệm khai thác công trình và những nghiên cứu về sự tác động của tải trọng lên cầu mà xác định. Trong hệ số này bao gồm cả những thiếu sót và thiếu chính xác của phương pháp tính toán, sự tăng lên của tải trọng trong tương lai và những sai lệch về tính chất của vật liệu và hình dạng mặt cắt chế tạo so với thiết kế. Tất cả những điều chưa rõ ràng, thiếu chính xác trên đều gom lại trong có một hệ số độc nhất là hệ số an toàn K nói trên. Do đó không phản ánh được ảnh hưởng quan trọng của từng loại hiện tượng đối với công trình, và những tiến bộ của khoa học trong các lĩnh vực trên.

Ở Việt nam, từ năm 1979 theo Quy trình 22TCN 18-79 việc tính toán cầu thép được tiến hành theo phương pháp trạng thái giới hạn. Trạng thái giới hạn là trạng thái của công trình mà hoàn toàn không thể thỏa mãn những yêu cầu sử dụng bình thường dưới tác dụng của tải trọng. Trạng thái đó có thể là lúc công trình cầu lâm vào tình trạng phá hoại, hoặc khi kết cấu nhịp bị võng quá hoặc rung động lớn quá, ...

Nhiệm vụ của tính toán là phải đảm bảo cho công trình không được đạt đến trạng thái đó trong suốt thời gian sử dụng.

Theo Quy trình 22TCN 18-79 trong phương pháp tính theo trạng thái giới hạn cần xét đến ba trạng thái giới hạn như sau:

a) Trạng thái giới hạn thứ nhất là trạng thái về khả năng chịu lực (xét theo cường độ, ổn định và độ mỏi), cần tính toán để bảo đảm cho công trình không mất hết khả năng chịu lực trong thời gian khai thác.

b) Trạng thái giới hạn thứ hai là trạng thái về biến dạng, cần tính toán để bảo đảm biến dạng của công trình (biến dạng đàn hồi và biến dạng dư, rung động, chuyển vị ...) không quá lớn gây ra trở ngại cho việc sử dụng công trình.

c) Trạng thái giới hạn thứ ba là trạng thái về nứt, cần tính toán để bảo đảm đường nứt không phát sinh hoặc mở rộng quá làm cho công trình không thể tiếp tục sử dụng được nữa hoặc đe dọa sự bền vững của công trình

Đối với các kết cấu bằng thép thì chỉ tính toán theo hai trạng thái giới hạn thứ nhất và thứ hai, bởi vì nếu xuất hiện đường nứt thì kết cấu sẽ bị phá hoại.

Đặc điểm quan trọng của tính toán theo trạng thái giới hạn là khi tính toán theo trạng thái giới hạn là khi tính toán theo trạng thái giới hạn thứ nhất đã dùng một loạt hệ số phản ánh các ảnh hưởng của từng loại nhân tố đối với công trình, thay cho một hệ số duy nhất trong phương pháp ứng suất cho phép. Các hệ số này chia làm 3 loại :

Hệ số vượt tải n chỉ rõ rằng tải trọng thực tế có khả năng vượt quá hoặc nhỏ hơn tải trọng tiêu chuẩn. Hệ số vượt tải lấy lớn hơn hoặc nhỏ hơn 1 tùy theo từng trường hợp làm sao để cho tác dụng của tải trọng làm tăng sự nguy hiểm do tổ hợp các tải trọng gây ra đối với công trình.

Hệ số đồng nhất k chỉ rõ khả năng đồng nhất của vật liệu, cường độ giới hạn thực tế của vật liệu có thể nhỏ hơn so với cường độ giới hạn tiêu chuẩn. Hệ số k luôn luôn nhỏ hơn 1. Trong kết

cầu thép, giới hạn về cường độ của vật liệu là giới hạn chảy của thép, vì nếu vượt quá giới hạn đó thì biến dạng dư sẽ quá lớn và công trình không còn khả năng sử dụng được nữa.

Hệ số điều kiện làm việc m xét tới sự khác nhau về điều kiện làm việc của vật liệu trong công trình và vật liệu mẫu đem thí nghiệm, sự khác nhau giữa các chi tiết có kích thước lớn với các mẫu thử có kích thước nhỏ, và những điều kiện làm việc khác mà trong tính toán chưa xét hết được. Trong tính toán hệ số m thường lấy giá trị nhỏ hơn hoặc bằng 1.

Trong Quy trình 22TCN 18-79, khi tính toán theo trạng thái giới hạn 2 cần phải dùng tải trọng tiêu chuẩn, khi tính mỗi dùng tải trọng tiêu chuẩn có nhân thêm hệ số xung kích $(1+\mu)$, còn khi tính toán theo TTGH- 1 (trừ tính về độ bền mỏi) phải dùng tải trọng tính toán.

Hệ số xung kích tính theo công thức sau (đối với cầu ô-tô và cầu thành phố các kiểu trừ của cột và dầm chủ của cầu treo):

$$1+\mu = 1 + \frac{15}{37,5 + \lambda}$$

λ - chiều dài đặt tải của đường ảnh hưởng tính bằng mét

2.7.1. NỘI LỰC DO TĨNH TẢI GÂY RA

$$N_{tc}^t = q_{tc} \omega_t$$

$$N_{tt}^t = q_{tt} \omega_t$$

Trong đó:

N_{tc}^t và N_{tt}^t – Nội lực tiêu chuẩn và tính toán do tĩnh tải sinh ra, nội lực đó có thể là mômen hay lực cắt.

q_{tc} và q_{tt} – Tĩnh tải tiêu chuẩn và tính toán

ω_t – diện tích đường ảnh hưởng ; nếu đường ảnh hưởng có hai dấu thì ω_t là tổng đại số diện tích các phần của đường ảnh hưởng

2.7.2. NỘI LỰC DO HOẠT TẢI GÂY RA

$$N_{tc}^h = \eta \cdot q_{td} \cdot \omega$$

$$N_{tt}^h = \eta \cdot (1+\mu) \cdot n \cdot q_{td} \cdot \omega$$

$$N' = \eta \cdot (1+\mu) \cdot q_{td} \cdot \omega \quad (\text{Dùng để tính mỏi})$$

Trong đó:

N_{tc}^h , N_{tt}^h và N' - Nội lực tiêu chuẩn, nội lực tính toán và nội lực tính mỏi do hoạt tải.

q_{td} - Tĩnh tải rải đều tương đương của hoạt tải tiêu chuẩn.

ω - diện tích đường ảnh hưởng trong phạm vi đặt hoạt tải

η - Hệ số phân bố ngang

$1+\mu$ - hệ số động lực

n - Hệ số tải trọng của hoạt tải

2.7.3 LỰA CHỌN MẶT CẮT DÂM CHỦ

Kiểu mặt cắt dầm thường được chọn trước, xuất phát từ yêu cầu chung đối với kết cấu cần thiết kế và điều kiện chế tạo. Ngày nay người ta có khuynh hướng sử dụng dầm mặt cắt hàn vì kinh tế hơn và chế tạo đơn giản hơn. Nếu do điều kiện thi công phải dùng dầm tán đỉnh thì vấn đề lựa chọn kiểu mặt cắt sẽ phụ thuộc vào chủ yếu ở trị số mô men uốn và sự phân tích về mặt cấu tạo, bằng những tính toán thử trong quá trình chọn mặt cắt để tiến hành lựa chọn.

a) Trình tự lựa chọn mặt cắt dầm tán đỉnh:

Giả thiết là đã biết mô men tính toán M và cường độ tính toán R_u

- Mô men chống uốn cần thiết của mặt cắt nguyên : $W_{ng} \approx \frac{M}{0.82R_u}$, trong đó 0.82 là hệ số xét

đến sự giảm yếu của mặt cắt do các lỗ đỉnh (thường giảm yếu chiếm 15 - 18%).

- Kích thước bản thép sườn dầm , chiều cao dầm h và bề dày của sườn dầm chọn trên cơ sở những điều phân tích đã nói ở trên. Mô men quán tính của sườn dầm (mặt cắt nguyên) $I_s = \frac{\delta h^3}{12}$;

- Mô men quán tính cần thiết của các cánh dầm (mặt cắt nguyên)

$$I_b \approx W_{ng} \frac{h}{2} 1.04 - I_s$$

Trong đó

1.04 = hệ số kể đến chiều cao toàn phần của dầm lớn hơn chiều cao sườn dầm chừng 4%.

- Kích cỡ các thép góc cánh xác định trên cơ sở những điều phân tích về mặt cấu tạo.

Nếu diện tích mặt cắt nguyên của một thép góc là F_{thg} thì mô men quán tính của 4 thép góc :

$$I_{thg} = 4F_{thg} \left(\frac{h}{2} - c_{thg} \right)^2$$

Trong đó c_{thg} - Khoảng cách từ sống thép góc đến trọng tâm của nó.

- Mô men quán tính và diện tích cần thiết của mặt cắt các bản ngang

Mô men quán tính $I_{bng} \approx I_b - I_{thg}$.

Diện tích mặt cắt các bản ngang có thể xác định từ sự phân tích như sau : mô men quán tính các bản ngang biểu diễn qua diện tích mặt cắt F_{bng} bằng :

$$I_{bng} \approx F_{bng} \left(\frac{h}{2} 1.02 \right)^2 . \text{ Khi đó : } F_{bng} \approx \frac{I_{bng}}{\left(\frac{h}{2} 1.02 \right)^2} ;$$

Trong đó $\left(\frac{h}{2} \cdot 1.02 \right)$ - trị số gần đúng của khoảng cách từ trục trung hoà của dầm đến trọng tâm các bản thép cánh dầm.

- Bề dày tổng cộng của các bản ngang. Dựa vào các qui định cấu tạo cho phần cánh hẫng của các bản ngang để chọn bề rộng các bản ngang b_{bng} và từ đó tính ra bề dày tổng cộng: $\sum \delta_{bng} = \frac{F_{bng}}{2b_{bng}}$.

Căn cứ vào $\sum \delta_{bng}$ để xác định số lượng và bề dày của các bản ngang.

- Kiểm tra các quan hệ về mặt cấu tạo giữa các bộ phận mặt cắt dầm. Sau khi đã xác định tất cả các kích thước của những bộ phận mặt cắt, cần kiểm tra một lần nữa xem các quan hệ về mặt cấu tạo có thoả mãn không theo những số liệu đã nêu.

b) Trình tự lựa chọn mặt cắt dầm hàn :

Giả thiết là đã biết mô men tính toán M và cường độ tính toán R_u

- Mô men chống uốn cần thiết thường xác định không kể đến giảm yếu : $W_{ng} = \frac{M}{R_u}$.

- Kích thước bản thép sườn dầm , chiều cao dầm h và bề dày của sườn dầm chọn trên cơ sở những điều phân tích đã nói ở trên. Mô men quán tính của sườn dầm $I_s = \frac{\delta h^3}{12}$;

- Mô men quán tính cần thiết của các biên dầm

$$I_b \approx W_{ng} \frac{h}{2} 1,05 - I_s$$

Trong đó

1.05 - hệ số kể đến chiều cao toàn phần của rầm lớn hơn chiều cao sườn dầm chừng 5%.

Diện tích cần thiết của mặt cắt các bản biên F_b có thể xác định từ biểu thức của mô men quán tính :

$$I_b \approx F_b \left(\frac{h}{2} \cdot 1,025 \right)^2 ;$$

trong đó

$\left(\frac{h}{2} \cdot 1,025 \right)$ - khoảng cách ước lượng từ trục trung hoà của dầm đến trong tâm cánh dầm.

Diện tích cần thiết của mặt cắt các bản thép :

$$F_b = \frac{I_b}{(0.5h \cdot 1,025)^2}$$

- Bề rộng và bề dày của các bản cánh. Ký hiệu tỷ số giữa bề rộng và bề dày của bản là r (thường r thay đổi trong phạm vi 20 đến 30), sẽ có sự liên hệ sau đây giữa bề rộng bản cánh b_b và diện

tích: $\frac{b_b^2}{r} = \frac{F_b}{2}$. Từ đó sẽ có bề rộng ước lượng của bản thép $b_b = \sqrt{\frac{r}{2} F_b}$, và bề dày của

bản: $\delta_b = \frac{b_b}{r}$.

Các giá trị ước lượng của b_b và δ_b cần phải điều chỉnh chính xác và phù hợp với kích cỡ bản thép cũng như các yêu cầu về cấu tạo.

Phải kiểm tra lại ứng suất và độ võng theo các trị số của mô men quán tính I dựa trên những kích thước đã chọn lần cuối cùng.

Khi thiết kế cầu dầm căn cứ vào tải trọng thiết kế, chiều dài nhịp để tiến hành chọn kích thước dầm chủ, khoảng cách dầm chủ, bố trí hệ liên kết, hệ mặt cầu. Từ đó tính được cường độ của tính tải tiêu chuẩn, tính tải tính toán và nội lực ở các mặt cắt do tính tải sinh ra (thường tính ở các mặt cắt $L/2$, $L/4$, $3L/8$, $L/8$). Trên mặt cắt ngang cầu đã lựa chọn xếp xe để tính hệ số phân bố ngang, khi đã có hệ số phân bố ngang có thể tính được nội lực do hoạt tải sinh ra. Căn cứ vào nội lực sẽ tiến hành kiểm tra theo các điều kiện:

- Cường độ (độ bền)
- Độ cứng
- Ổn định
- Dao động

2.8. KIỂM TRA ĐIỀU KIỆN CƯỜNG ĐỘ

2.8.1. ĐIỀU KIỆN CƯỜNG ĐỘ THEO ỨNG SUẤT PHÁP

Kiểm tra ứng suất pháp ở mặt cắt mà momen uốn tính toán có giá trị tuyệt đối lớn nhất. Trên mặt cắt kiểm tra ở mép trên và dưới dầm là những điểm nằm xa trục trung hoà nhất.

$$\sigma = \frac{M_{\max}^t}{W_{th}} \leq R_u$$

Trong đó:

M_{\max}^t - Giá trị tuyệt đối của mômen uốn tính toán lớn nhất

W_{th} - Mômen chống uốn của mặt cắt thu hẹp

R_u - Cường độ tính toán khi chịu uốn, lấy theo bảng 3.1 (điều 3.2) qui trình 1979

2.8.2. ĐIỀU KIỆN CƯỜNG ĐỘ THEO ỨNG SUẤT TIẾP

Kiểm tra ứng suất tiếp tại điểm nằm trên trục trung hoà của mặt cắt tại đó lực cắt tính toán có giá trị tuyệt đối lớn nhất.

$$\tau = \frac{Q_{\max}^t \cdot S_{ng}}{J_{ng} \cdot b} \leq 0,6 \cdot c' \cdot R_o$$

Trong đó:

Q_{\max}^t - Giá trị tuyệt đối của lực cắt lớn nhất

S_{ng} - Mômen tĩnh của phần mặt cắt nguyên từ trục trung hoà đến mép trên hoặc mép dưới của mặt cắt lấy đối với trục trung hoà.

J_{ng} – Mômen quán tính của mặt cắt nguyên đối với trục trung hoà

b – Bề rộng mặt cắt tại trục trung hoà

R_o – Cường độ tính toán khi chịu lực dọc trục

c' – Hệ số xét tới sự phân bố không đều của ứng suất tiếp, $c'=1\div 1.25$.

Khi :

$$\frac{\tau_{\max}}{\tau_{tb}} \leq 1,25 \quad ; \quad c' = 1$$

$$\frac{\tau_{\max}}{\tau_{tb}} \geq 1,5 \quad ; \quad c' = 1,25$$

$$\frac{\tau_{\max}}{\tau_{tb}} = 1,25 \div 1,5 \quad ; \quad c' \text{ được nội suy theo hai giá trị ở trên}$$

Trong đó:

τ_{\max} – ứng suất tiếp lớn nhất (tính theo công thức trên)

τ_{tb} – ứng suất tiếp trung bình

$$\tau_{tb} = \frac{Q_{\max}^{tt}}{h.\delta}$$

Trong đó: h, δ - chiều cao và chiều dày sườn (coi như sườn dầm chịu toàn bộ lực cắt nên diện tích chịu cắt là $h\delta$)

2.8.3. KIỂM TRA ĐIỀU KIỆN CƯỜNG ĐỘ THEO ỨNG SUẤT TÍNH ĐỐI

Kiểm tra điều kiện bền về ứng suất tính đối tại mặt cắt mômen uốn tính toán và lực cắt tính toán có giá trị tuyệt đối cùng lớn, trong cầu dầm giản đơn trường kiểm tra ở mặt cắt $L/4$. Trên mặt cắt kiểm tra ở điểm có σ và τ cùng lớn, với mặt cắt chữ I thì đó là điểm trên sườn dầm ở chỗ tiếp giáp giữa cánh với sườn dầm.

$$\sigma_{td} = \sqrt{0,8.\sigma^2 + 2,4\tau^2} \leq R_o$$

Trong đó:

σ_{td} - ứng suất tính đối

σ - ứng suất pháp tại điểm kiểm tra

τ - ứng suất tiếp tại điểm kiểm tra

2.8.4. KIỂM TRA ĐỘ BỀN MỎI

Kiểm tra độ bền mỏi ở mặt cắt mômen tính mỏi M' có giá trị tuyệt đối lớn nhất. Trên mặt cắt kiểm tra ở điểm nằm xa trục trung hoà nhất.

$$\sigma = \frac{M'}{W_{th}} \leq \gamma.R_u$$

Trong đó: γ - Hệ số giảm cường độ tính toán khi mỏi

- Với các kết cấu chịu kéo là chủ yếu có thể xác định γ theo công thức:

$$\gamma = \frac{1}{(a\beta + b) - (a\beta - b)\rho} \leq 1$$

- Với các kết cấu chịu nén là chủ yếu có thể xác định γ theo công thức:

$$\gamma = \frac{1}{(a\beta - b) - (a\beta + b)\rho} \leq 1$$

Trong đó:

β - Hệ số có hiệu của ứng suất tập trung, lấy theo phụ lục 12 Quy trình 22TCN 18-79.

ρ - Đặc trưng chu kỳ ứng suất thay đổi

$$\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$$

Trong đó:

σ_{\max} , σ_{\min} – các ứng suất lớn nhất, nhỏ nhất về trị số tuyệt đối có kèm theo dấu.

a , b – các hệ số, đối với dầm bằng thép cacbon: $a = 0.58$, $b = 0.26$; thép hợp kim thấp: $a = 0.65$, $b = 0.3$. Đối với những cấu kiện (và các liên kết của chúng) của đường xe chạy và những cấu kiện chịu tải trọng cục bộ (kể cả các liên kết của chúng) của dàn chủ khi mà chiều dài đặt tải của đường ảnh hưởng $\lambda < 22m$ thì trị số a tính tăng lên A lần. A tính theo công thức:

$$A = B - C.\lambda \geq 1$$

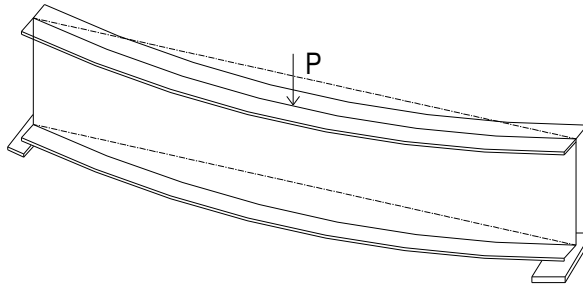
Trong đó: B và C phụ thuộc vào β lấy theo bảng 3.4 (điều 3.4) Quy trình 22TCN 18-79.

Đối với các cấu kiện và liên kết của cầu ô-tô và cầu thành phố trong mọi trường hợp trị số của a đều giảm đi 30%.

2.9. KIỂM TRA ỔN ĐỊNH.

2.9.1. ỔN ĐỊNH CHUNG

Hiện tượng mất ổn định chung của dầm chủ là hiện tượng mà mặt cắt ngang bị xoắn do cánh chịu nén biến dạng đi theo phương ngang, do đó kiểm tra ổn định chung của dầm được thay thế bằng kiểm tra ổn định của cánh chịu nén trong mặt phẳng nằm ngang khi xem cánh này như một thanh chịu nén đúng tâm. Nếu bề rộng cánh chịu nén lớn thì điều kiện ổn định chung được đảm bảo, do đó qui định khi chiều dài tự do của cánh nén a không vượt quá 15 lần bề rộng đối với thép than và 13 lần bề rộng đối với thép hợp kim thấp thì không cần kiểm tra ổn định chung, trong đó chiều dài a của cánh nén lấy bằng khoảng cách giữa các nút của hệ liên kết dọc trong mặt phẳng của cánh nén.



Hình 2.17 . Dạng mất ổn định chung dầm I

Điều kiện ổn định chung là:

$$\sigma = \frac{M'' y_b}{J_{ng} \varphi} \leq R_0$$

Trong đó M'' - mômen uốn tính toán

Y_b - khoảng cách từ trục trung hòa của cánh nén đến trọng tâm mặt cắt;

φ - hệ số giảm cường độ tính toán của thanh khi tính ổn định, hệ số này phụ thuộc vào độ lệch tương đối i và độ mảnh λ , tra theo bảng 3.14 trong Quy trình. Ở đây coi như cánh chịu nén đúng tâm nên $i = 0$, còn độ mảnh $\lambda = \frac{a}{r}$ với r là bán kính quán tính của mặt cắt cánh nén đối với trục thẳng đứng, còn a như đã nói ở trên.

Đối với dầm hàn mặt cắt cánh nén chỉ gồm bản cánh (hình 3-2a), dầm đỉnh tán mặt cắt cánh nén gồm bản cánh, thép góc cánh và phần sườn dầm nằm trong phạm vi thép góc nối cánh dầm và sườn dầm (phần gạch gạch trên hình 2.18).

2.9.2. ỔN ĐỊNH CỤC BỘ

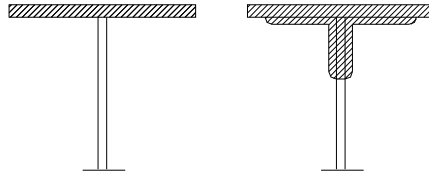
Hiện tượng mất ổn định cục bộ xảy ra khi sườn dầm có chiều dày δ nhỏ và chiều cao h_s lớn. Quy trình quy định cho phép không cần kiểm tra ổn định cục bộ khi :

- Chiều dày sườn δ không nhỏ hơn $1/50 h_s$;
- Nếu bề dày sườn không nhỏ hơn $1/80 h_s$ đối với thép than và $1/65 h_s$ đối với thép hợp kim thấp và có các đường tăng cường đứng (không có sườn tăng cường ngang) bố trí cách nhau một khoảng không quá $2 h_s$, và trong mọi trường hợp không quá 2 m

Chiều cao h_s là chiều cao tính toán của sườn dầm, đối với dầm hàn lấy bằng toàn bộ chiều cao sườn dầm, đối với dầm tán nối lấy bằng khoảng cách giữa tim của hai hàng đỉnh tán của thép góc nằm gần trục bản bụng

Để đảm bảo ổn định cục bộ cho sườn dầm người ta làm các sườn tăng cường đứng và ngang, khi đó sườn dầm được xem như những bản mỏng ngâm đàn hồi ở cạnh thuộc biên dầm và kê tự do lên các sườn tăng cường đứng và ngang, bản mỏng có ứng suất pháp δ , ứng suất tiếp τ

và ứng suất p là ứng suất ép cục bộ theo phương thẳng đứng do hoạt tải truyền lên mép trên sườn dầm.



Hình 2.18. Diện tích cánh nén

- a. Kiểm tra ổn định cục bộ khi sườn dầm chỉ có sườn tăng cường đứng

*Khi chỉ có sườn tăng cường đứng:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0} + \frac{p}{p_0}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2} \leq m$$

Trong đó m – hệ số điều kiện làm việc, lấy bằng 1 đối với sườn tán nổi, bằng 0,9 đối với dầm hàn
 σ, τ, p – ứng suất pháp tuyến, tiếp tuyến và ứng suất nén cục bộ;
 σ_0, τ_0, p_0 – ứng suất pháp tuyến, tiếp tuyến và nén cục bộ tới hạn;

Quy Trình 22TCN 18-79 quy định:

+) σ - ứng suất ở mép ngoài của sườn dầm mảnh sườn dầm kiểm tra tính theo trị số trung bình của mômen uốn trong phạm vi mảnh sườn dầm tính toán nếu chiều dài không vượt quá chiều cao, trong trường hợp chiều dài vượt quá chiều cao thì lấy trị số trung bình của mômen uốn trong đoạn có ứng suất lớn nhất và có chiều dài bằng chiều cao của mảnh sườn dầm. σ tính theo công thức:

$$\sigma = \frac{M}{J} y$$

+) τ - ứng suất trung bình được xác định theo trị số trung bình của lực cắt và được lấy bằng 2/3 ứng suất tiếp cực đại khi không có sườn tăng cường ngang, trong trường hợp có sườn tăng cường ngang thì lấy bằng trị số trung bình cộng của τ tại mép trên và mép dưới mảnh cần kiểm toán ổn định.

+) p - ứng suất nén cục bộ, tính p như sau :

- Trong cầu ô tô:

$$p = \frac{n_h \cdot P \cdot (1 + \mu)}{(a_2 + 2 \cdot H) \delta}$$

Trong đó:

P - áp lực của bánh xe

a_2 – chiều dài tiếp xúc của bánh xe

H – Bề dày lớp mặt cầu kể cả bản mặt cầu

δ - Bề dày sườn dầm

$1 + \mu$ - Hệ số động lực tính theo chiều dài: $\lambda = (a_2 + 2 \cdot H)$.

n_h – Hệ số tải trọng của hoạt tải

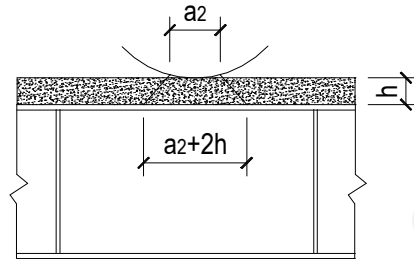
- Trong cầu đường sắt:

$$p = \frac{n_h(1+\mu)l_1z}{3\delta}$$

Trong đó : z – Cấp của đoàn tàu

$1+\mu$ - Hệ số xung kích, lấy bằng 1,5.

Các ký hiệu khác như trong công thức ở trên.



Hình 2.19. Chiều dài truyền áp lực cục bộ từ bánh xe xuống sườn dầm

+) σ_o - ứng suất pháp tới hạn.

$$\sigma_o = 190 \cdot \chi \cdot k \left(\frac{100 \cdot \delta}{h} \right)^2 \quad (\text{KG/cm}^2)$$

Trong đó:

k – tra bảng phụ thuộc vào $\frac{a}{h}$ và $\alpha = \frac{\sigma_{\max} - \sigma}{\sigma_{\max}}$ với

a, h – chiều rộng, chiều cao mảnh sườn dầm

σ_{\max} – ứng suất nén lớn nhất trong mảnh sườn dầm

σ - ứng suất kéo hoặc nén ở mép đối diện với mép có σ_{\max}

Cả σ và σ_{\max} đều xác định theo lực cắt tính toán

χ - hệ số ngàm của sườn dầm, $\chi = 1,4$ đối với dầm tán nổi, đối với dầm liên hợp $\chi = 1,65$, đối với dầm hàn χ tra theo bảng 2 Quy trình 22TCN 18-79. Để tra bảng cần có:

$$\gamma = 0,8 \frac{b_o}{h} \left(\frac{\delta_o}{\delta} \right)^3$$

Trong đó: δ_o, b_o – chiều dày, chiều rộng bản cánh

δ, h – chiều rộng, chiều cao sườn dầm

+) τ_o - ứng suất tiếp tới hạn

$$\tau_o = \chi \cdot \left(1020 + \frac{760}{\mu^2} \right) \left(\frac{100 \cdot \delta}{b} \right)^2$$

Trong đó:

b – giá trị nhỏ hơn trong a, h

μ - tỷ số giữa cạnh dài và cạnh ngắn của mảnh sườn dầm

χ - hệ số xét tới sự ngàm các cạnh sườn dầm, tra bảng 3 Quy trình 22TCN 18-79 theo γ với dầm hàn và dầm liên hợp khi tra bảng dùng $\gamma = \infty$, với dầm hàn chỉ dùng bảng 3 khi $a/h \geq 2/3$

+) p_o - ứng suất nén cục bộ tới hạn

$$P_o = 190 \cdot \chi \cdot z \left(\frac{100 \cdot \delta}{a} \right)^2$$

Trong đó: χ, z – Các hệ số xác định bằng tra bảng 4 Quy trình 22TCN 18-79. Với dầm liên hợp và dầm tán nổi (có bề dày cạnh thép góc cánh dầm không nhỏ hơn bề dày sườn dầm) trị số χ lấy tương ứng với $\gamma = \infty$.

b) Công thức kiểm tra ổn định cục bộ khi có cả sườn tăng cường đứng và ngang

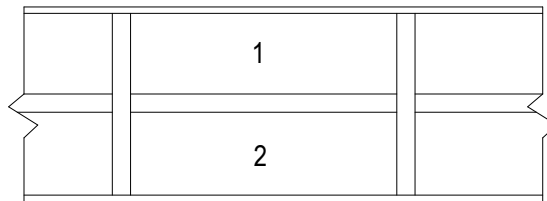
- Khi mảnh sườn dầm nằm giữa mép chịu nén và sườn tăng cường ngang (Mảnh 1),

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{01}} + \frac{P_1}{P_{01}} + \frac{1}{m} \left(\frac{\tau_1}{\tau_{01}} \right)^2 \leq m$$

- Khi mảnh sườn dầm nằm giữa mép chịu kéo và sườn tăng cường ngang (Mảnh 2),

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_0} + \frac{p_2}{p_0} \right)^2 + \left(\frac{\tau_2}{\tau_0} \right)^2} \leq m$$

Trong công thức trên $\sigma_1, \sigma_2, \tau_1, \tau_2, p_1, p_2$ tương ứng như σ, τ, p ở trên.



Hình 2.20.

c) Trình tự thực hiện khi kiểm tra ổn định cục bộ

Độ ổn định cục bộ của sườn dầm phụ thuộc vào cách bố trí sườn tăng cường. Do đó khi thiết kế có thể thực hiện theo trình tự sau :

- Sau khi xác định chiều dày sườn tăng cường đầu tiên cần bố trí sườn tăng cường đứng ở gối và ở những vị trí có liên kết ngang của sườn dầm chủ, sau đó đặt thêm các sườn tăng cường đứng sao cho khoảng cách giữa các sườn này xấp xỉ bằng chiều cao sườn dầm.

- Nếu chiều cao sườn dầm chủ lớn thì đặt thêm sườn tăng cường ngang. Thông thường khi chiều cao sườn lớn hơn 2 m đến 3m thì đặt thêm sườn ngang.

- Tiến hành kiểm toán ổn định cục bộ, với cầu dầm giản đơn thường kiểm tra cho mảnh sườn dầm ở gối, và ở giữa nhịp. Nếu kiểm toán mà thấy cần có các sườn tăng cường đứng đặt rất gần nhau mới đảm bảo ổn định cục bộ thì nên tăng thêm chiều dày sườn dầm chủ.

2.10. KIỂM TRA ĐIỀU KIỆN CỨNG VÀ TÍNH ĐỘ VÔNG

Điều 1.51 của Quy trình 22TCN 18-79 quy định độ vông thẳng đứng của kết cấu nhịp tính theo hoạt tải thẳng đứng tiêu chuẩn phải thỏa mãn:

$$f_h \leq [f]$$

Trong đó:

f_h - Độ vông do hoạt tải thẳng đứng tiêu chuẩn sinh ra, có thể tính f_h theo công thức sau:

$$f_h = \frac{5 \cdot \eta \cdot q_{td} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J_{ng}}$$

Trong đó:

η - Hệ số phân bố ngang của hoạt tải.

q_{td} - Tải trọng rải đều tương đương của hoạt tải khống chế thiết kế, tức là hoạt tải sinh ra độ vông lớn hơn. Với cầu dầm giản đơn khi mômen uốn tại mặt cắt giữa dầm lớn nhất thì độ vông ở giữa dầm cũng lớn nhất nên q_{td} được tra bảng theo đường ảnh hưởng mômen uốn của mặt cắt giữa dầm.

E - Môđun đàn hồi của thép dầm chủ

J_{ng} - Mômen quán tính nguyên của mặt cắt.

$[f]$ - Độ vông cho phép lấy theo bảng 1.5 (điều 1.51) Quy trình 22TCN 18-79, trong đó đối với cầu thành phố và cầu đường ô tô các cấp từ I đến IV lấy $L/400$; đường ô tô cấp V, VI là $L/300$ (L - khẩu độ tính toán); cầu đường sắt $L/800$; với L là khẩu độ tính toán. Kết cấu nhịp liên tục, kết cấu nhịp của cầu một nhịp $[f]$ lấy tăng lên 20%.

Chú ý: Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 quy định độ vông f_h được tính với hoạt tải có xét cả hệ số động lực $(1+\mu)$ và trị số độ vông cho phép $[f]$ cũng lấy khác với Quy trình 22TCN 18-79.

Quy trình 22TCN 18-79 cũng quy định nếu độ vông do tĩnh tải tiêu chuẩn sinh ra và hoạt tải tiêu chuẩn không vượt quá 1,5 cm hay $1/1600$ khẩu độ thì cho phép không dự kiến độ vông xây dựng. Có nhiều biện pháp để tạo độ vông xây dựng, với cầu dầm biện pháp dùng mối nối là tin cậy và được dùng khá phổ biến.

2.11. KIỂM TRA CHU KỲ DAO ĐỘNG

Điều 1.53 Quy trình 22TCN 18-79 quy định: Trong kết cấu nhịp dầm kim loại giản đơn của cầu đường sắt chu kỳ tính toán của dao động tự do theo phương ngang cầu không được vượt quá 0,01 s (giây) và không lớn hơn 1,5 giây (L = khẩu độ, tính bằng mét). Trong kết cấu nhịp cầu ô tô cầu thành phố và cầu thành phố chu kỳ tính toán của dao động tự do thẳng đứng không được nằm trong khoảng từ 0,3 đến 0,7 giây, còn chu kỳ dao động ngang không được trùng hoặc bằng bội số của chu kỳ dao động thẳng đứng.

Có thể tính toán chu kỳ dao động tự do theo công thức:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{C}}$$

Trong đó M - khối lượng tính đối của kết cấu nhịp $\left(\frac{Ts^2}{m}\right)$

$$M = 0,5 \frac{q_{tc} l}{g}$$

C - đặc trưng tính toán của kết cấu nhịp $\left(\frac{T}{m}\right)$, khi tính chu kỳ dao động thẳng đứng

$$C = \frac{1}{\delta_1} + \frac{\beta}{\delta_2}$$

δ_1 - độ võng, khi tính chu kỳ dao động thẳng đứng δ_1 là độ võng của dầm khi có tải trọng 1 Tấn đặt ở giữa nhịp; khi tính chu kỳ dao động ngang δ_1 là độ võng nằm ngang của hệ liên kết dọc trong mặt phẳng xe chạy, δ_2 cũng như vậy nhưng ở liên kết dọc còn lại cho tải trọng 1 Tấn đặt ngang tại giữa nhịp

β - hệ số tính đến độ cứng của các thanh ngang tức là của liên kết ngang, lấy theo quy định ở trang 262 Quy trình.

Cũng có thể dùng công thức sau để tính chu kỳ dao động thẳng đứng;

$$T = \frac{2l^2}{\pi} \sqrt{\frac{q_{tc}}{EJg}}$$

Trong đó l - khẩu độ tính toán ;

q_{tc} - tải tiêu chuẩn;

EJ - độ cứng chống uốn của dầm theo phương đứng ;

g - gia tốc trọng trường ;

2.12 TÍNH LIÊN KẾT

2.12.1 LIÊN KẾT BẢN CÁNH VỚI SƯỜN DẦM

Liên kết cánh với sườn dầm bằng đinh tán hoặc hàn nhằm chống lại xu hướng trượt tương đối giữa chúng khi chịu lực.

Lực trượt ở mặt tiếp giáp giữa cánh dầm và sườn dầm trên một đơn vị chiều dài là:

$$T_0 = \frac{QS_b}{J} = \tau F$$

Trong đó Q - lực cắt tính toán ;

S_b - mômen tính của mặt cắt cánh dầm đối với trục trung hòa

2.12.1.1 LIÊN KẾT ĐINH TÁN

Nếu gọi bước của đinh tán trên cánh thép góc là a thì lực trượt truyền cho một đinh là:

$$T = T_0 a - \frac{2S_0}{J} a$$

Khi biên dầm chịu áp lực của bánh xe truyền tới, đinh tán còn phải chịu áp lực đó, tính cho một đơn vị chiều dài sườn dầm có áp lực V_0 :

Với tải trọng ô tô
$$V_0 = \frac{n_h(1+\mu)P}{a_2 + 2H}$$

Với tải trọng xe lửa
$$V_0 = \frac{n_h(1+\mu)l,1Z}{2}$$

Chú ý: Ở đây phạm vi phân số lấy là 1m, khác với trong tính toán ổn định cục bộ lấy theo khoảng cách hai trục của đầu máy là $1,5m * 2 = 3m$.

Áp lực cục bộ truyền cho một đỉnh tán là $V = V_0 a$.

Vì T tác dụng theo phương nằm ngang, còn V tác dụng theo phương thẳng đứng nên lực tổng cộng tác dụng lên một đỉnh tán là:

$$S = \sqrt{T^2 + V^2}$$

Nếu chọn trước đường kính đỉnh tán d thì khoảng cách a sẽ lấy là giá trị nhỏ nhất theo các kết quả tính toán dưới đây:

Khả năng chịu lực của đỉnh tán theo cắt hai mặt:

$$\frac{2\pi d^2}{4} \cdot R_c = \frac{\pi d^2 R_c}{2} \geq S$$

Khả năng chịu ép mặt của một đỉnh tán:

$$R_{cm} \geq S$$

Khả năng chống xé rách của sườn dầm giữa hai lỗ đỉnh

$$\delta(a-d)0,6R_0 \geq S$$

Trong đó: $0,6R_0$ = cường độ tính toán chịu cắt của sườn dầm. Theo các bất đẳng thức trên sẽ tính được khoảng cách a nếu chọn trước đường kính đỉnh hoặc ngược lại.

2.12.1.2 LIÊN KẾT HÀN

Trong tính toán bằng liên kết bằng đường hàn người ta thường chọn trước chiều dài đường hàn Δh rồi kiểm tra ứng suất tiếp τ .

Ứng suất τ do lực trượt T_0 gây ra:

$$\tau_T = \frac{T_0}{2\Delta h}$$

trong đó Δh - chiều dày tính toán của đường hàn.

Ứng suất tiếp do áp lực cục bộ:

$$\tau_v = \frac{V_0}{2\Delta h}$$

Điều kiện bền: $\sqrt{\tau_t^2 + \tau_v^2} \leq 0,75 R_0$

12.2.2. TÍNH MỐI NỐI DẦM CHỦ

Tính toán mối nối nhằm xác định số đỉnh tán, số bu lông cường độ cao hoặc chiều dày đường hàn. Về nguyên tắc cách tính đỉnh tán cũng tương tự như bu lông cường độ cao nên ở đây chỉ giới thiệu cách tính mối nối đỉnh tán.

Gọi M_0 , Q_0 là mômen uốn tính toán và lực cắt tính toán ở mặt cắt có mối nối. Mối nối sườn dầm chịu toàn bộ lực cắt Q_0 và một phần mômen uốn.

$$Q = Q_0$$

$$M = \frac{J_s}{J} M_0$$

Trong đó: J_s – mômen quán tính của sườn dầm đối với trục trung hoà của mặt cắt

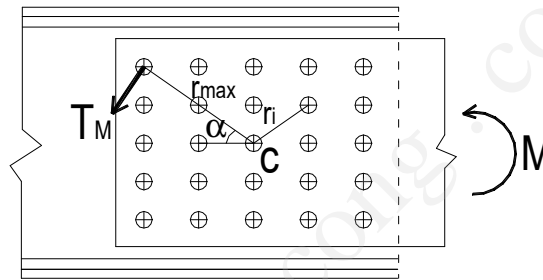
J – mômen quán tính của toàn mặt cắt đối với trục trung hoà

2.12.2.1 TÍNH MỐI NỐI SƯỜN DẦM

Mối nối sườn dầm chịu lực cắt Q và mô men uốn M tính theo công thức ở trên

Lực cắt Q phân bố đều cho các đỉnh, nếu gọi n là số đỉnh ở một bên ta có:

$$T_Q = \frac{Q}{n}$$



Hình 2.22. Mối nối sườn dầm

Mômen uốn M phân phối cho các đỉnh không đều nhau, đỉnh ở xa trọng tâm C của nhóm đỉnh chịu lực lớn hơn các đỉnh ở gần C hơn. Đỉnh ở xa C nhất có khoảng cách đến C là r_{\max} chịu lực lớn nhất :

$$T_M = \frac{M \cdot r_{\max}}{\sum r_i^2}$$

Thay: $r_{\max}^2 = x_{\max}^2 + y_{\max}^2$

$$r_i^2 = x_i^2 + y_i^2$$

$$\rightarrow T_M = \frac{M \cdot \sqrt{x_{\max}^2 + y_{\max}^2}}{\sum (x_i^2 + y_i^2)}$$

Nếu chiều cao sườn dầm lớn, có ít cột đỉnh khi đó x_{\max} và x_i nhỏ hơn nhiều so với y_{\max} và y_i , có thể tính gần đúng T_M như sau :

$$T_M = \frac{M y_{\max}}{\sum y_i^2}$$

Phân T_M làm hai thành phần trên hai trục x, y ta có:

$$T_{Mx} = T_M \cdot \sin \alpha$$

$$T_{My} = T_M \cdot \cos \alpha$$

Trong đó α là góc hợp bởi bán kính r_{\max} với trục x .

Lực tác dụng lên đỉnh bất lợi nhất:

$$T = \sqrt{(T_{My} + T_Q)^2 + T_{Mx}^2}$$

Điều kiện bền của đỉnh là: $T \leq [T]$

Trong đó $[T]$ là khả năng chịu lực của đỉnh, lấy theo giá trị nhỏ hơn trong khả năng chịu cắt và chịu ép mặt.

2.12.2.2 TÍNH MỐI NỐI CÁN ĐÀM

Mối nối cánh dầm chỉ chịu mômen uốn làm phát sinh các lực dọc truyền cho cánh trên và cánh dưới, các lực này có trị số bằng nhau nhưng ngược chiều nhau. Lực dọc truyền cho mỗi cánh phân chia làm hai phần, một phần truyền cho cánh nằm ngang của thép góc (N_L), còn một phần truyền cho bản cánh dầm (N_c)

$$N_L = \sigma_L \cdot F_L$$

$$N_c = \sigma_c \cdot F_c$$

Trong đó:

σ_L, σ_c – ứng suất do mômen uốn sinh ra tại trọng tâm cánh thép góc và trọng tâm bản cánh

F_L, F_c – diện tích tính toán của thép góc cánh và bản cánh dầm

Gọi $[T]$ là khả năng chịu lực của một đỉnh tán, n_L là số đỉnh nối cánh nằm ngang của thép góc với bản tấp và n_c là số đỉnh nối bản cánh với bản tấp ta có :

$$n_L = \frac{N_L}{[T]}$$

$$n_c = \frac{N_c}{[T]}$$

Cũng có thể tính số đỉnh n_L và n_c theo hệ số đỉnh tán m :

$$n_L = \mu F_L$$

$$n_c = \mu F_c$$

Chú ý rằng khi tính mối nối ngoài việc tính số đỉnh còn cần phải kiểm tra kích thước của các bản tấp để bảo đảm cho diện tích và mômen quán tính của các bản tấp không nhỏ hơn diện tích và mômen quán tính của phần dầm cần được nối.

Đối với cánh chịu kéo yêu cầu diện tích bản tấp phải lớn hơn diện tích phần tổ cần nối 10% ; muốn vậy người ta đưa vào hệ số điều kiện làm việc $m_2 = 0,9$.

CHƯƠNG 3

CẦU DẦM LIÊN HỢP THÉP - BÊ TÔNG

CHƯƠNG 3	41
CẦU DẦM LIÊN HỢP THÉP – BÊ TÔNG	41
3.1. Nguyên lý làm việc của dầm liên hợp.....	41
3.2. Đặc điểm cấu tạo của dầm liên hợp.....	42
3.3. Cấu tạo Neo trong cầu dầm liên hợp	42
3.3.1. Neo cứng	43
3.3.2. Neo mềm	44
3.3.3. Liên kết bản bê tông cốt thép và dầm thép bằng bu lông cường độ cao.....	44
3.4. Nguyên lý tính toán dầm thép – bê tông cốt thép liên hợp.....	45
3.5. Tính đặc trưng hình học của cầu liên hợp	46
3.5.1. Bề rộng bản cánh tham gia làm việc với dầm chủ.....	46
3.5.2. Đặc trưng hình học giai đoạn I	47
3.5.3. Đặc trưng hình học giai đoạn II	48
3.6. Tính cầu dầm liên hợp trong tổ hợp tải trọng chính.....	49
3.6.1. Ứng suất pháp	49
3.6.2. Ứng suất tiếp	52
3.7. Ảnh hưởng của từ biến, sự thay đổi nhiệt độ và co ngót của Bê Tông đến ứng suất trong dầm liên hợp.	53
3.7.1. Ảnh hưởng do từ biến của Bê Tông.....	53
3.7.2. Ứng suất trong dầm liên hợp do thay đổi nhiệt độ.	55
3.7.3. Tính ứng suất trong dầm liên hợp do co ngót.....	58
3.8. Kiểm tra điều kiện bên trong tổ hợp tải trọng phụ.....	58
3.9. Tính toán liên kết biên dầm vào sườn dầm, tính toán mối nối.....	59
3.9.1. Đặc điểm tính toán liên kết biên dầm liên hợp với sườn dầm	59
3.9.2. Đặc điểm tính toán mối nối dầm thép liên hợp với bản bê tông cốt thép.....	59
3.9.3. Kiểm tra ổn định chung của dầm thép bê tông cốt thép liên hợp	61
3.9.4. Kiểm tra ổn định cục bộ.....	61
3.10. Tính toán neo	63
3.11. Kết cấu nhịp liên tục.....	66
3.12. Điều chỉnh nội lực trong cầu liên hợp	67
3.12.1. Dầm giản đơn	67
3.12.2. Dầm liên tục liên hợp:	71
3.12.2.1. Điều chỉnh nội lực bằng cách kích nâng gối trung gian:	71
3.12.2. Điều chỉnh ứng suất bằng cách kéo cốt thép dự ứng lực bản	72
3.12.3. Một số giải pháp khác.....	72

3.1. NGUYÊN LÝ LÀM VIỆC CỦA DẦM LIÊN HỢP

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

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

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

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

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

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

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

3.2. ĐẶC ĐIỂM CẤU TẠO CỦA DẦM LIÊN HỢP

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

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

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

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

3.3. CẤU TẠO NEO TRONG CẦU DẦM LIÊN HỢP

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

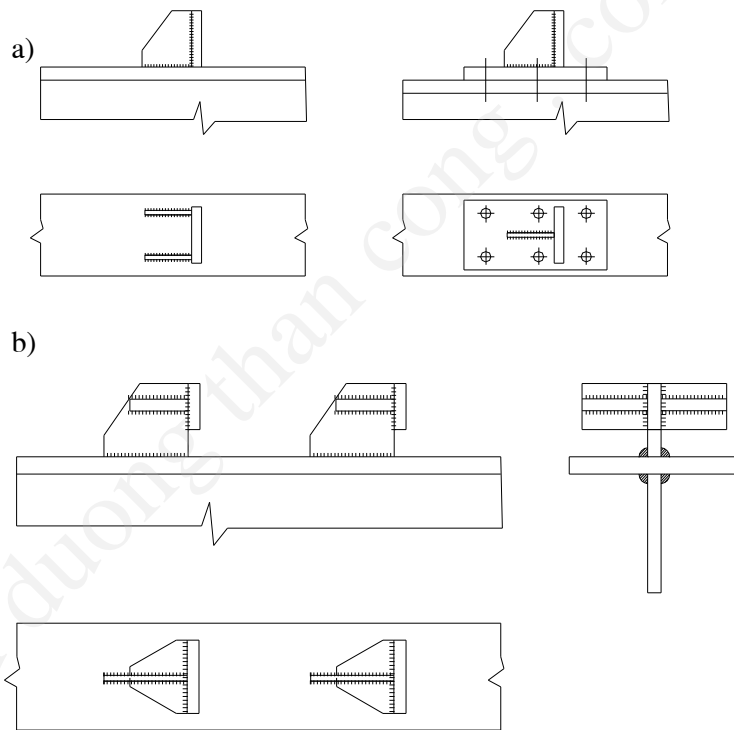
Trong cầu dầm liên hợp, neo là bộ phận liên kết bản BTCT với dầm thép. Neo thường làm bằng thép tròn, thép bản hoặc thép hình liên kết với cánh trên của dầm thép bằng đường hàn, đinh tán hoặc bulông.

Các cách liên kết bản BTCT với dầm chủ:

3.3.1. NEO CỨNG

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

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



Hình 3.1. Cấu tạo neo cứng

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

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

3.3.2. NEO MỀM

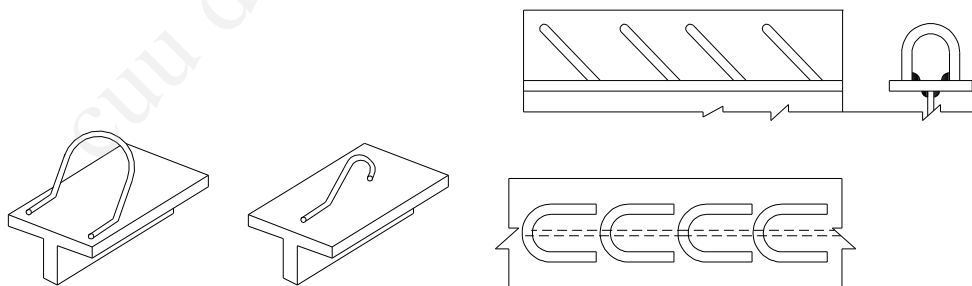
Neo mềm được chế tạo bằng thép tròn uốn cong thành 1 nhánh hoặc 2 nhánh. Cũng có trường hợp neo mềm được cấu tạo như một lò xo đặt dọc theo trục dầm, loại neo này có nhược điểm là khó liên kết vào cánh trên dầm. Neo mềm còn có thể làm bằng cốt thép thường dưới hình thức quai sanh hoặc những nhánh đơn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

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

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

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

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

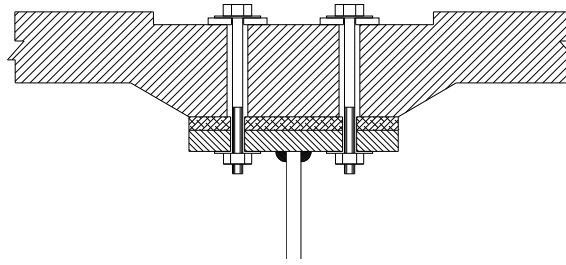


Hình 3.2. Cấu tạo neo mềm

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

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

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



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

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

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

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

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

Tiêu chuẩn 22TCN 272-05 quy định:

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

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

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

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

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

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

Khi tính dầm liên hợp, thường áp dụng một số giả thiết để đơn giản hoá tính toán, và như kết quả thực nghiệm đã chỉ rõ, chúng phản ánh tương đối sát với điều kiện làm việc thực tế của kết cấu. Sẽ cho rằng giả thuyết về mặt cắt phẳng là đúng. Tiếp đó lấy biểu đồ nén của bê tông gồm hai

đoạn thẳng. Khi ứng suất trong bê tông chưa vượt quá cường độ tính toán R_{np} , bê tông làm việc trong giai đoạn đàn hồi, khi ứng suất $\sigma = R_{np}$, bê tông làm việc trong giai đoạn dẻo và biến dạng tiếp tục tăng trong khi ứng suất không tăng. Sẽ cũng dùng những giả thiết tương tự đối với sự làm việc của cốt thép trong bản bê tông. Dầm thép được xem như làm việc đàn hồi; trạng thái giới hạn khi tính theo cường độ là sự xuất hiện chảy của thép dầm hoặc biến dạng giới hạn nén trong bê tông, mà bê tông làm việc trong giai đoạn dẻo e_{np} .

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

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

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

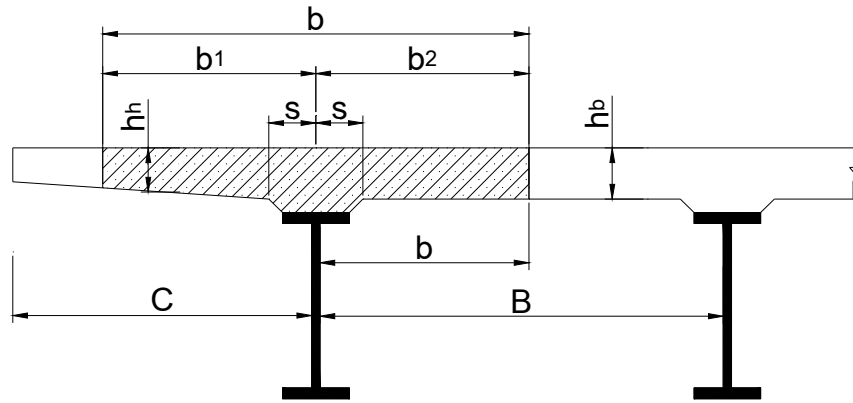
Trường hợp ứng suất trong bản bê tông vượt quá cường độ tính toán của bê tông khi ép thì sẽ coi là bê tông làm việc trong giai đoạn dẻo và toàn mặt cắt bê tông đạt tới cùng một trị số ứng suất là cường độ tính toán khi nén của bê tông, còn phần mặt cắt dầm thép vẫn làm việc đàn hồi.

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

3.5. TÍNH ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC CỦA CẦU LIÊN HỢP

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

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



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

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

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

trong đó B - khoảng cách trục 2 dầm chủ;

c - chiều dài cánh hẫng;

h_b - chiều dày bản ;

h_h - chiều dày bình quân của cánh hẫng;

s - chiều dài từ trục dầm đến đầu

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

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

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

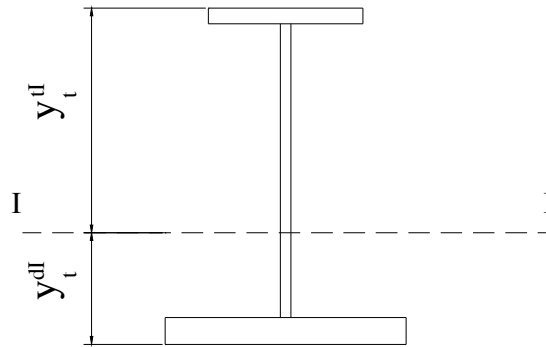
3.5.2. ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC GIAI ĐOẠN I

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

F_t – diện tích mặt cắt hình thép;

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

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



Hình 3.5. Mặt cắt dầm giai đoạn I

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

3.5.3. ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC GIAI ĐOẠN II

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

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

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

Khi có xét từ biến

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

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

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

Các ký hiệu khác như đã nói ở trên.

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

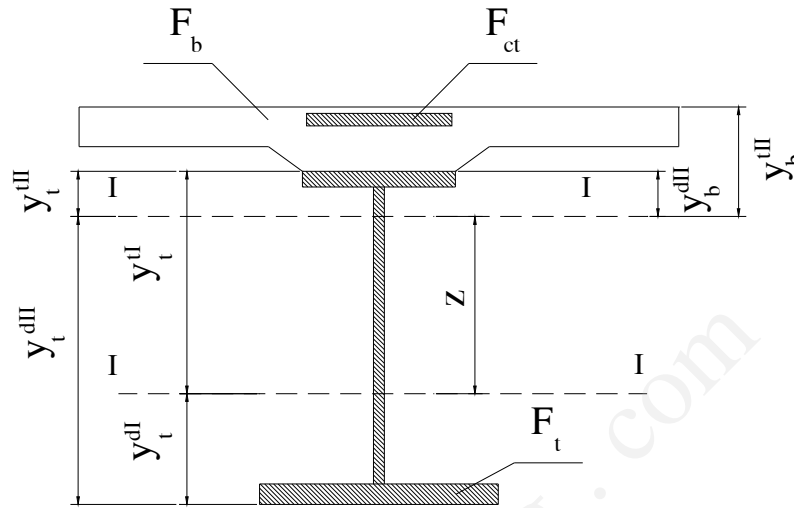
$$Z = \frac{1}{F_{td}} \left(\frac{F_b}{n} Y_b + F_{ct} Y_{ct} \right)$$

Khi có xét từ biến:

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

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

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



Hình 3.6. Mặt cắt mặt cắt liên hợp

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

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

Khi xét có từ biến:

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

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

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

Khi xét từ biến:

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

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

3.6.1. ỨNG SUẤT PHÁP

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

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

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

trong đó: M_t^I : mômen uốn tính toán do tĩnh tải giai đoạn I sinh ra.

In ngày 03/20/08

Ứng suất mép dưới dầm thép giai đoạn I:

$$\sigma_t^{dl} = \frac{M_u^I}{J_t} y_d^I$$

Giai đoạn II :

+ Ứng suất mép trên bản BTCT:

$$\sigma_b^{III} = -\frac{M_u^{II} + M_u^h}{nJ_{td}} y_b^I$$

+ Ứng suất mép dưới bản BTCT:

$$\sigma_b^{dIII} = \pm \frac{M_u^{II} + M_u^h}{nJ_{td}} y_b^d$$

+ Ứng suất mép trên dầm thép:

$$\sigma_t^{III} = -\frac{M_u^{II} + M_u^h}{J_{td}} y_t^I$$

+ Ứng suất mép dưới trên dầm thép:

$$\sigma_t^{dIII} = -\frac{M_u^{II} + M_u^h}{J_{td}} y_t^d$$

trong đó:

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

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

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

Điều kiện bền của tính ứng suất pháp

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

$$\sigma^u = \sigma^{It} + \sigma^{IIIt} + \sigma^{tBt} \leq m_2 R_u$$

$$\sigma^u = \sigma^{It} + \sigma^{IIIt} + \sigma^{tBt} \leq m_2$$

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

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

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

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

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

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

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

Công thức tính ở trên còn làm việc trong giai đoạn đàn hồi ($\sigma_b^I < R_b$) (hình 3.7b) cần phải xét thêm 2 trường hợp: trường hợp thứ I: bê tông làm việc trong giai đoạn chảy dẻo, cốt thép làm việc trong giai đoạn đàn hồi ($\sigma^{tb} > R_b$) (hình 3.7c), trường hợp II: của BT và cốt thép bản đều làm việc trong giai đoạn chảy dẻo (hình 3.7d).

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

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

Ứng suất mép trên dầm thép:

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

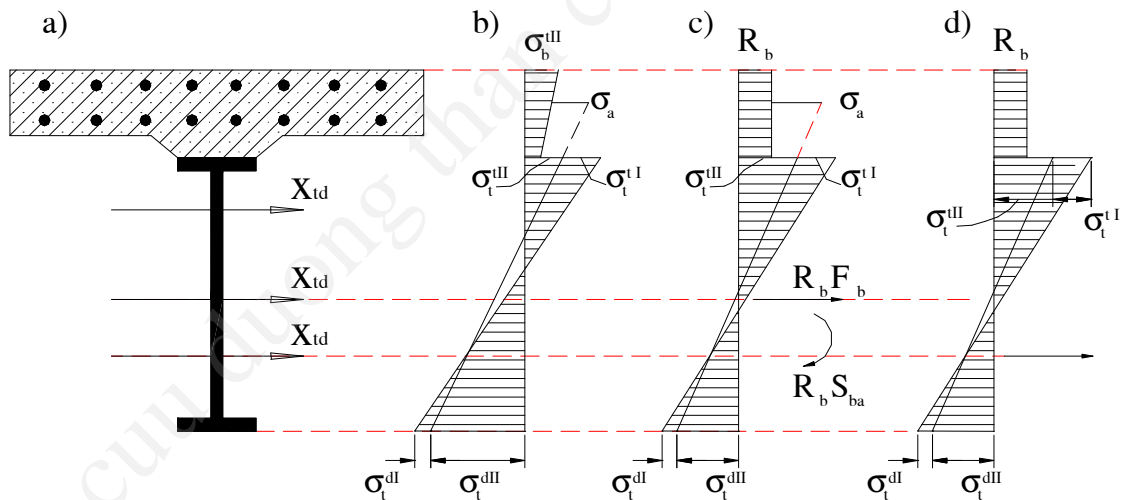
Ứng suất mép dưới dầm thép:

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

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

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

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



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

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

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

Đầu tiên cần phải xác định biến dạng tương đối ϵ_b tại vị trí ở trọng tâm bản BTCT khi coi như mặt cắt vẫn phẳng. Nếu biến dạng tương đối vượt quá tỷ số R_a/E_a thì cốt thép trong bản xem như làm việc trong giai đoạn chảy dẻo (trong đó R_a, E_a là cường độ tính toán và mô đun đàn hồi của cốt thép). Nếu như biến dạng tương đối ϵ_b còn vượt cả biến dạng cho phép của BT là 0,0016 thì phải thay đổi kích thước mặt cắt dầm liên hợp .

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

$$\varepsilon_b = \frac{M'' + M^h}{W_b \varepsilon} - \frac{1}{E} \left(\frac{S_{bt}}{W_b} + \frac{F_b}{F_t} \right) (R_b + \mu R_a)$$

trong đó W_b - mômen chống uốn của dầm thép khi xét với trường hợp ở trọng tâm bản BTCT;
 F_t - diện tích mặt cắt dầm thép
 μ - hàm lượng cốt thép trong bản BTCT
 R_a - dưới dạng tối ảnh hưởng của cốt thép trong bản
 S_{bt} - mômen tĩnh của mặt cắt bản đối với trục qua trọng tâm mặt cắt dầm thép (trục x_t)

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

Ứng suất mép trên dầm thép:

$$\sigma_t^u = \frac{M_t^I + M_t^{II} + M_t^h}{W_t^t} + \frac{R_b F_b + \mu F_b R_a}{F_t} + \frac{(R_b + \mu F_b) S_{bt}}{W_t^t} \leq R_u$$

Ứng suất mép dưới dầm thép:

$$\sigma_t^d = \frac{M_t^I + M_t^{II} + M_t^h}{W_t^d} + \frac{R_b F_b + \mu F_b R_a}{F_t} + \frac{(R_b + \mu F_b) S_{bt}}{W_t^d} \leq R_u$$

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

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

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

- Vượt quá 0 đối với cầu đường sắt không thể dùng loại cốt thép nào, cũng như đối với cầu đường bộ và cầu thành phố khi cốt thép là loại sợi cường độ cao.
- Vượt quá cường độ chịu kéo tính toán của bê tông đối với cầu đường ô tô và cầu thành phố khi không dùng cốt thép cường độ cao.

3.6.2. ỨNG SUẤT TIẾP

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

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

Giai đoạn I :

$$\tau^I = \frac{Q_t^I S^I}{J_t \delta}$$

trong đó Q_u^I - lực cắt tính toán do tĩnh tải giai đoạn I ;

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

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

Giai đoạn II :

$$\tau'' = \frac{Q_u'' + Q_u^h}{J_m \delta}$$

trong đó:

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

Q_u'', Q_u^h : lực cắt tính toán do tĩnh tải giai đoạn II và do hoạt tải.

Điều kiện bền : $\tau = \tau' + \tau'' \leq Rc$

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

3.7.1. ẢNH HƯỞNG DO TỪ BIẾN CỦA BÊ TÔNG

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

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

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

Kí hiệu :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

a_m - khoảng cách giữa hai mối nối kề nhau;

R_0 - cường độ tính toán khi nén của BT.

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

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

trong đó:

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

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

Cân bằng Δ_b và Δ_t ta tính được σ_B :

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

Ứng suất mép trên dầm thép:

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

Ứng suất mép dưới dầm thép:

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

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

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

có thể viết được $E_h = K E_b$

khi tính với tĩnh tải $K = 0,4$

In ngày 03/20/08

khi tính co ngót của BT: $k = 0,5$

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

3.7.2.1. KHÁI NIỆM

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

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

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

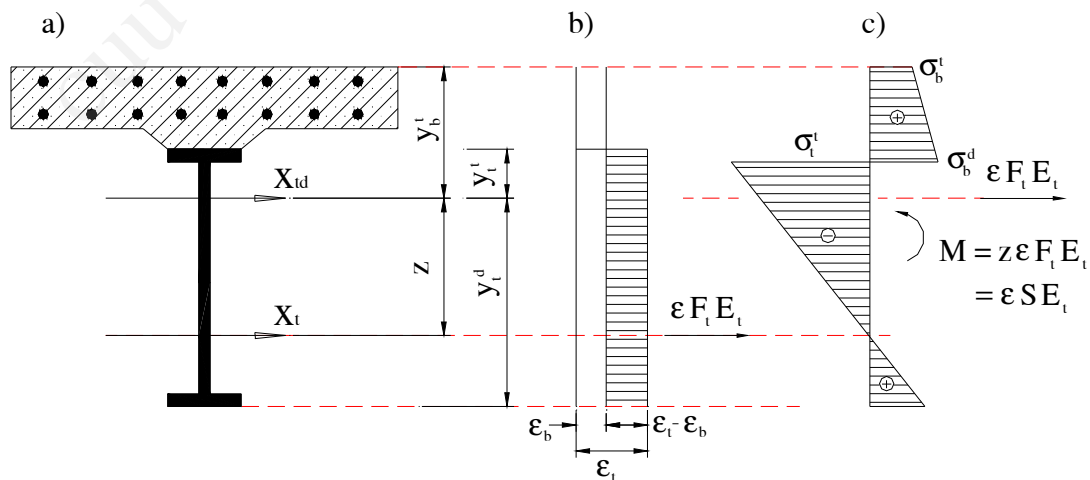
Đối với vùng khí hậu lạnh có tuyết rơi phải xét cả nhiệt độ dầm thép thấp hơn BT, khi đó thường lấy chênh lệch nhiệt độ là -15°C . Tuy nhiên ở Việt nam chỉ có một vài địa phương vùng núi phía Bắc như Sapa đôi khi có điều kiện lạnh như vậy.

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

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

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

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



Hình 3-8

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

Ứng suất mép trên bản BTCT:

$$\sigma_b^t = \frac{1}{n} \left(\frac{N}{F_{td}} - \frac{M}{J_{td}} y_b^t \right) = \frac{1}{n} \left(\frac{\xi E_t F_t}{F_{td}} - \frac{\xi E_t S}{J_{td}} y_b^t \right) = \xi E_b \left(\frac{F_t}{F_{td}} - \frac{S}{J_{td}} y_b^t \right)$$

Ứng suất mép dưới bản BTCT:

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

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

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

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

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

Ứng suất mép dưới dầm thép:

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

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

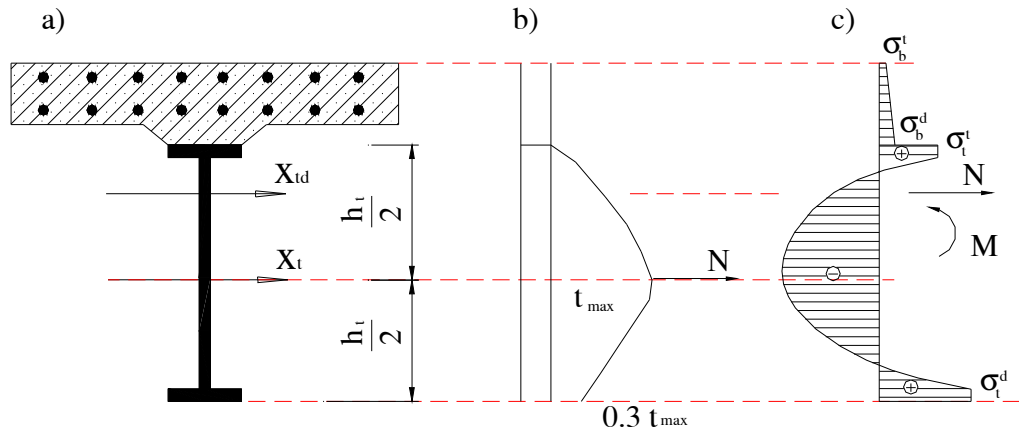
3.5.2.3. TÍNH ỨNG SUẤT TRONG TRƯỜNG HỢP NHIỆT ĐỘ TRONG DẦM THÉP THAY ĐỔI THEO CHIỀU CAO

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

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

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

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



Hình 3 - 9

Ứng suất mép trên bản bê tông :

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

ta có :

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

Ứng suất mép dưới bản bê tông :

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

Ứng suất mép trên dầm thép :

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

Ứng suất mép dưới dầm thép :

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

Diện tích giả định bị nung chiếu F_T :

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

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

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

Mômen tĩnh của mặt cắt giả định bị nung chiếu:

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

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

h - chiều cao sườn dầm.

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

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

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

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

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

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

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

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

Ứng suất xác định theo các công thức :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Ứng suất mép trên dầm thép: $\sigma_t^t = \sigma_t^{II} + \sigma_t^{III} + \sigma_t^{IB} + \sigma_t^{In} + \sigma_t^{Ic} \leq m_2 R_u$;

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

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

3.9. TÍNH TOÁN LIÊN KẾT CÁN ĐẦM VÀO SƯỜN ĐẦM, TÍNH TOÁN MỐI NỐI

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

3.9.1. ĐẶC ĐIỂM TÍNH TOÁN LIÊN KẾT CÁN ĐẦM LIÊN HỢP VỚI SƯỜN ĐẦM

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

Đối với biên trên:

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

Đối với cánh dưới:

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

trong các công thức trên:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lực tác dụng lên đỉnh tán ngoài cùng do mômen :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

3.9.4. KIỂM TRA ỔN ĐỊNH CỤC BỘ

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

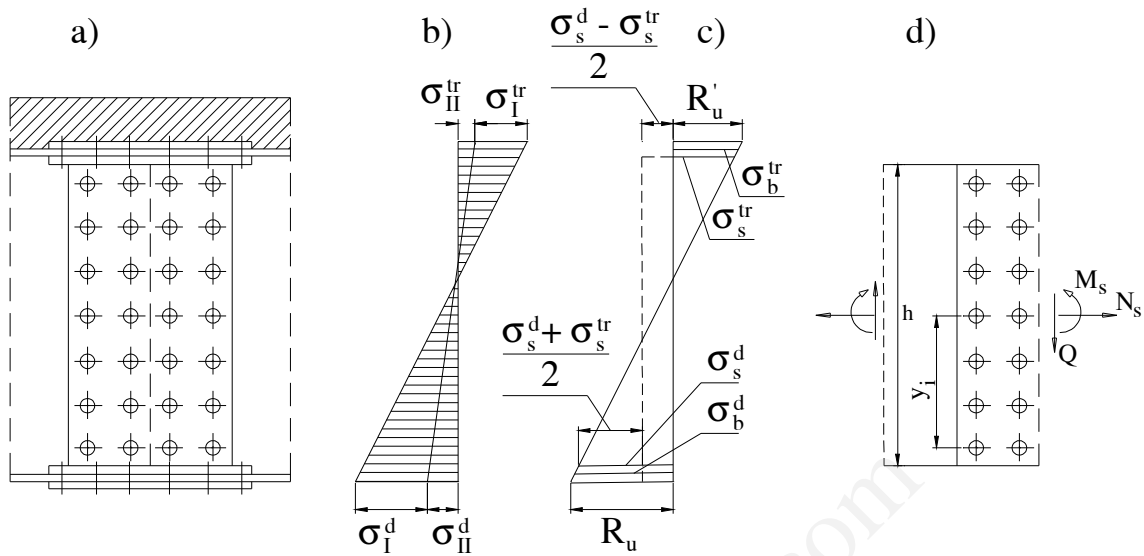
Khi có các sườn tăng cường dọc ứng suất τ cũng xác định như khi tính toán dầm thép thuần tuý và có xét đến sự làm việc theo giai đoạn của dầm.

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

Sau khi đã có các giá trị của σ , τ và p tính toán tiếp theo cũng tiến hành như khi tính toán dầm thép thuần tuý.

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

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



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

3.10. TÍNH TOÁN NEO

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

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

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

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

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

trong đó:

Q_t^B - lực cắt do phần tĩnh tải thứ hai;

Q_h^B - lực cắt do hoạt tải;

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

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

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

Các ký hiệu khác như trên.

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

$$T = T_0 \cdot a_0$$

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

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

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

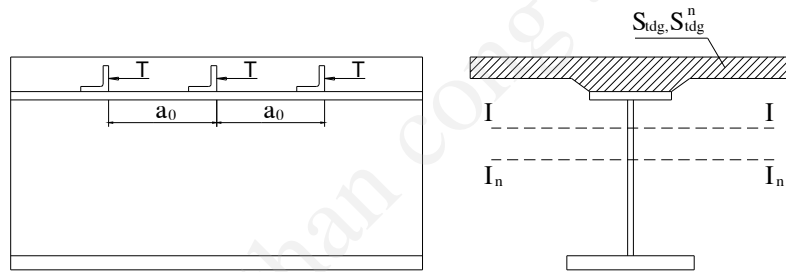
trong đó :

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

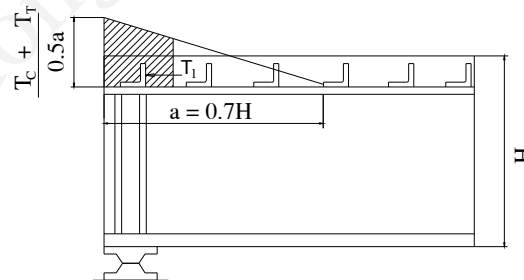
σ_b^T, σ_a^T - ứng suất ở mức trọng tâm bản bê tông và ứng suất trong cốt thép do nhiệt độ thay đổi gây ra;

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

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

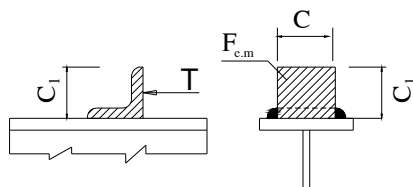


Hình 3- 11a

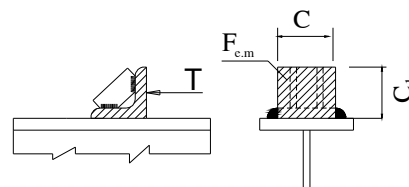


Hình 3- 11b

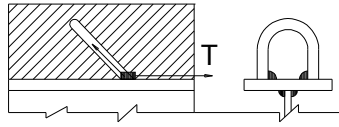
Lực trượt do co ngót bê tông và nhiệt độ thay đổi chỉ phân phối lên các neo ở đầu dầm trên đoạn a , và như vậy các neo này sẽ chịu lực tổng cộng do lực đó và lực do tải trọng đã nói ở trên.



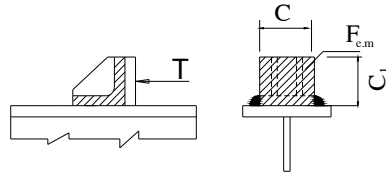
Hình 3-11c



Hình 3-11e



Hình 3 -11 d



Hình 3 - 11 g

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

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

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

trong đó :

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

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

Các ký hiệu khác như trên.

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

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

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

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

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

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

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

Cường độ tính toán của bê tông khi chịu ép mặt lấy bằng $R_{e.m} = 1,6 R_b$ đối với cầu ô tô và $R_{e.m} = 1,5k.R'_b$, ở đây R_b là cường độ tính toán của bê tông khi chịu ép đúng tâm, $k.R'_b$ là cường độ tính toán về mỗi của bê tông khi chịu ép đúng tâm.

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

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

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

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

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

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

trong đó :

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

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

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

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

* Tính neo liên kết bằng bu lông cường độ cao

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

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

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

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

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

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

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

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

F_d - diện tích dán quy ra cho một bulông cường độ cao, cm^2 ;

3.11. KẾT CẤU NHỊP LIÊN TỤC

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

Như ta đã biết, mômen dương tính toán trong dầm liên tục thấp hơn nhiều so với trong dầm giản đơn tương tự. Sự giảm mômen tính toán cho phép có được mặt cắt kinh tế hơn và cho phép tăng

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

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

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

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

Điều kiện làm việc có lợi của các trụ giữa của kết cấu nhịp liên tục trong nhiều trường hợp cho phép dùng các giải pháp kinh tế hơn. Trong các cầu nhiều nhịp có kết cấu nhịp giản đơn, trên mỗi trụ phải bố trí hai gối, bề mặt mũ trụ xác định từ điều kiện bố trí hai gối và hai đầu mút của kết cấu nhịp. Đối với kết cấu nhịp liên tục chỉ cần đặt một gối. Với kết cấu nhịp đơn giản và khi tải trọng có trên một nhịp, do vị trí tải trọng đặt lệch tâm nên trụ làm việc theo nén và uốn, còn với kết cấu nhịp liên tục, không phụ thuộc vào vị trí đặt tải trọng, nó truyền lên trụ đúng tâm và trụ làm việc theo nén dọc trụ.

3.12. ĐIỀU CHỈNH NỘI LỰC TRONG CẦU LIÊN HỢP

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

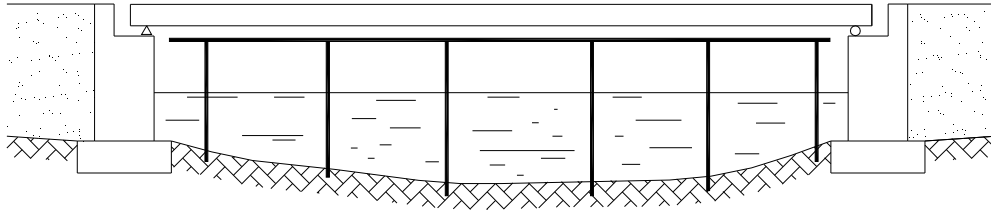
Trong cầu dầm liên hợp mặt cắt dầm thép chịu toàn bộ tĩnh tải phần I, mặt cắt liên hợp chịu tĩnh tải phần II và hoạt tải. Mục đích của điều chỉnh nội lực là để cho mặt cắt liên hợp tham gia chịu tĩnh tải giai đoạn I để giảm bớt mặt cắt dầm thép, hạ giá thành công trình.

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

3.12.1. DẦM GIẢN ĐƠN

Các biện pháp điều chỉnh

3.12.1.1. ĐIỀU CHỈNH NỘI LỰC BẰNG ĐÀ GIÁO LIÊN TỤC



Hình 3.12

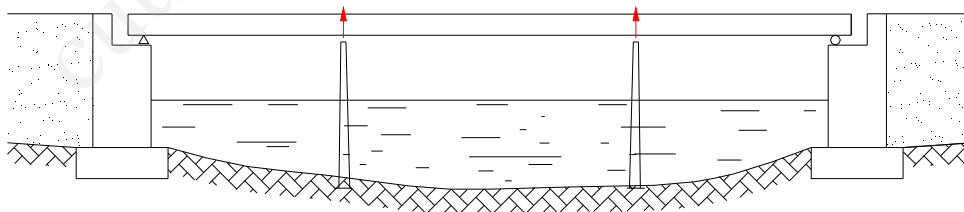
3.12.1.1.1. Trình tự thực hiện

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

3.12.1.1.2. Ưu, nhược điểm

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

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

3.12.1.2. ĐIỀU CHỈNH NỘI LỰC BẰNG TRỤ TẠM

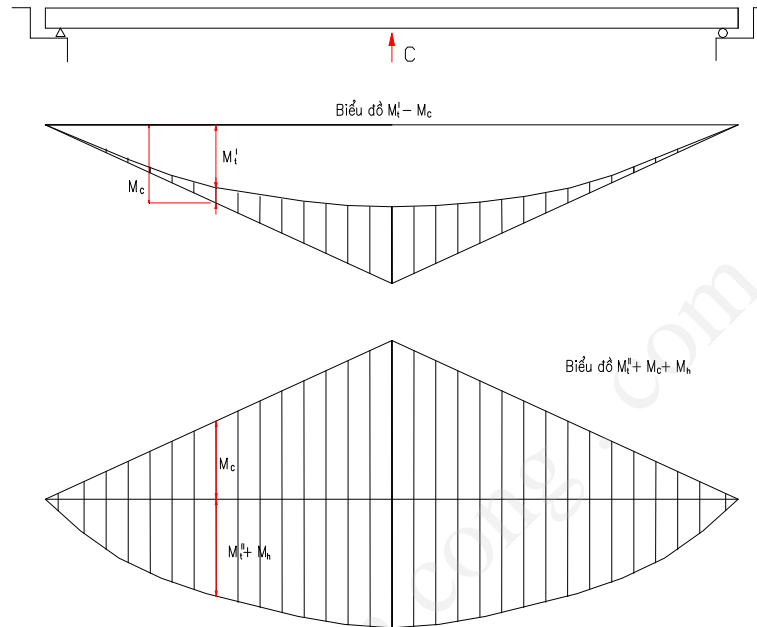
Hình 3.13

3.12.1.2.1. Trình tự thực hiện

- Làm trụ tạm (có thể bố trí 1 hoặc 2 trụ tạm)
- Lắp dầm thép trên trụ tạm
- Kích dầm ở vị trí trụ tạm, nếu lực kích lớn phải chắt tải hai đầu cầu (cũng có thể không kích)
- Làm ván khuôn đổ bê tông bản mặt cầu hoặc lắp bản mặt cầu

- Sau khi bê tông và thép liên kết chặt chẽ mới tháo dỡ trụ tạm
- Khi còn trụ tạm do có mômen âm ở mặt cắt trên trụ nên sau khi dỡ trụ tạm mômen âm sẽ làm giảm giá trị mômen dương ở các mặt cắt điều chỉnh nội lực.

3.12.1.2.2. Nguyên tắc tính toán



Hình 3.14

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

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

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

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

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

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

Trong dầm thép :

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

Trong bản bê tông:

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

trong đó:

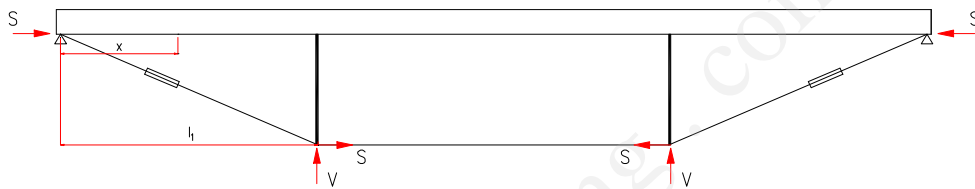
I_t, I_{td}, I'_{td} - mô men quán tính của dầm thép, của mặt cắt liên hợp tương ứng với $n = \frac{E_t}{E_b}$

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

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

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

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



Hình 3.15

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

$$\begin{cases} M^I = M^I_t + M^I_s + M^I_v \\ N = -S \end{cases}$$

trong đó: $M^I_s = -S \cdot e$

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

$M^I_v = -V \cdot l_1$ (trong phần giữa của dầm)

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

$V = S \cdot \tan \alpha$

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

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

$$N = S$$

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

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

ứng suất trong bản bê tông:

In ngày 03/20/08

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

3.12.2. DÂM LIÊN TỤC LIÊN HỢP

Khi dâm liên hợp liên tục làm việc, ở các gối trung gian xuất hiện mômen âm. Điều này có thể dẫn đến việc xuất hiện vết nứt ở bản bê tông. Việc điều chỉnh ứng suất được áp dụng để nâng cao tính chống nứt của bản BTCT trong vùng chịu mômen âm cũng như để tiết kiệm thép.

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

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

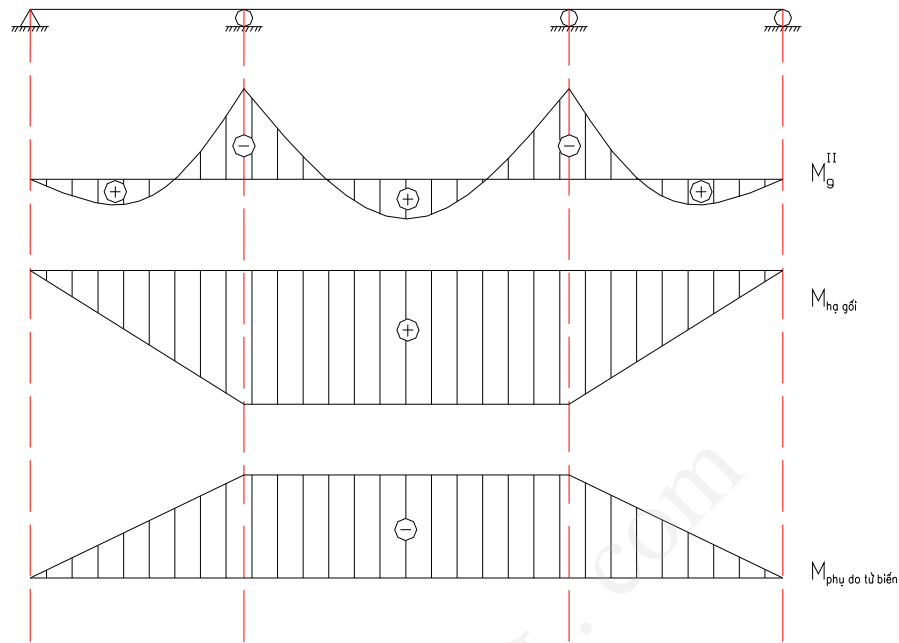
3.12.2.1.1. Trình tự thực hiện

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

3.12.2.1.2. Nguyên tắc tính toán

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

Ngoài ra cần chú ý đến ảnh hưởng của hiện tượng từ biến, nó gây ra các nội lực phụ trong kết cấu. Hiện tượng này làm giảm hiệu lực của việc điều chỉnh ứng suất.



Hình 3.16

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

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

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

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

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

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

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

3.12.3. MỘT SỐ GIẢI PHÁP KHÁC

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

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

CHƯƠNG 4

CẤU TẠO CẦU GIÀN THÉP

Chương 4	74
Cấu tạo Cầu giàn thép	74
4.1. đặc điểm chung cầu giàn thép – các sơ đồ cầu giàn thép	75
4.1.1. Khái niệm chung	75
4.1.2. Đặc điểm chung cầu giàn thép	77
4.1.3. Các sơ đồ cầu giàn thép.....	77
4.1.3.1 Các cấu kiện giàn.....	77
4.1.3.2. sơ đồ Cầu giàn giản đơn	79
4.1.3.3. Cầu giàn hẫng và giàn liên tục.....	81
4.2. cấu tạo giàn chủ.....	84
4.2.1. mặt cắt các thanh trong giàn chủ.....	84
4.2.1.1. Loại mặt cắt một thành đứng	85
4.2.1.2. Loại mặt cắt hai thành đứng	86
4.2.2. cấu tạo thanh giằng, bản giằng, bản ngăn.....	87
4.2.2.1. Bản giằng.....	87
4.2.2.2. Thanh giằng.....	88
4.2.2.3. Bản khoét lỗ.....	88
4.2.3. cấu tạo nút giàn	89
4.2.3.1. Nguyên tắc cấu tạo nút giàn	89
4.2.3.1. Các loại nút giàn	90
4.5 . Cấu tạo hệ thống dầm mặt cầu	92
4.5.1. Cấu tạo liên kết dầm dọc dầm ngang.....	92
4.5.1.1. Dầm dọc đặt chồng lên dầm ngang.....	92
4.5.1.2. Liên kết cho biên trên của dầm dọc và dầm ngang đặt ngang bằng	93
4.5.2. Liên kết dầm ngang vào giàn chủ.....	94
4.3. cấu tạo hệ thống liên kết trong cầu giàn thép.....	95
4.3.1. Khái niệm hệ liên kết	95
2. Hệ liên kết dọc dưới.....	96
4.3.2. Hệ liên kết dọc	96
4.3.3. Hệ liên kết ngang.....	97
4.4. Cấu tạo cầu giàn thép theo tiêu chuẩn tcn 272 -01.....	98
4.4.1. Vật liệu	98
4.4.2. Hệ thống sàn và các chi tiết khung.....	100
4.4.2.1. Hệ thống sàn quy ước không nguyên có thanh mạ của giàn	100
4.4.2.2. Bản mặt cầu nguyên với các thanh mạ của giàn	101
4.4.3. Các chi tiết đặc biệt	101
4.4.4.1. phần giàn đeo và mô hình thanh mạ của giàn hẫng	101
4.4.4.2. Các cấu kiện tổ hợp.....	102
4.4.4.3. Các thanh có tai treo.....	103
4.4.4.4. Gối.....	103
4.4.4.5. Giằng gió và gối chịu lực theo phương ngang	105
4.4.5. Tạo vồng và lắp dựng.....	105
4.4.5.1. Tạo vồng hình học theo phương thẳng đứng	105
4.4.5.2. Kiểm soát độ vồng khi chế tạo nút giàn.....	109

4.1. ĐẶC ĐIỂM CHUNG CẦU GIÀN THÉP , CÁC SƠ ĐỒ CẦU GIÀN THÉP

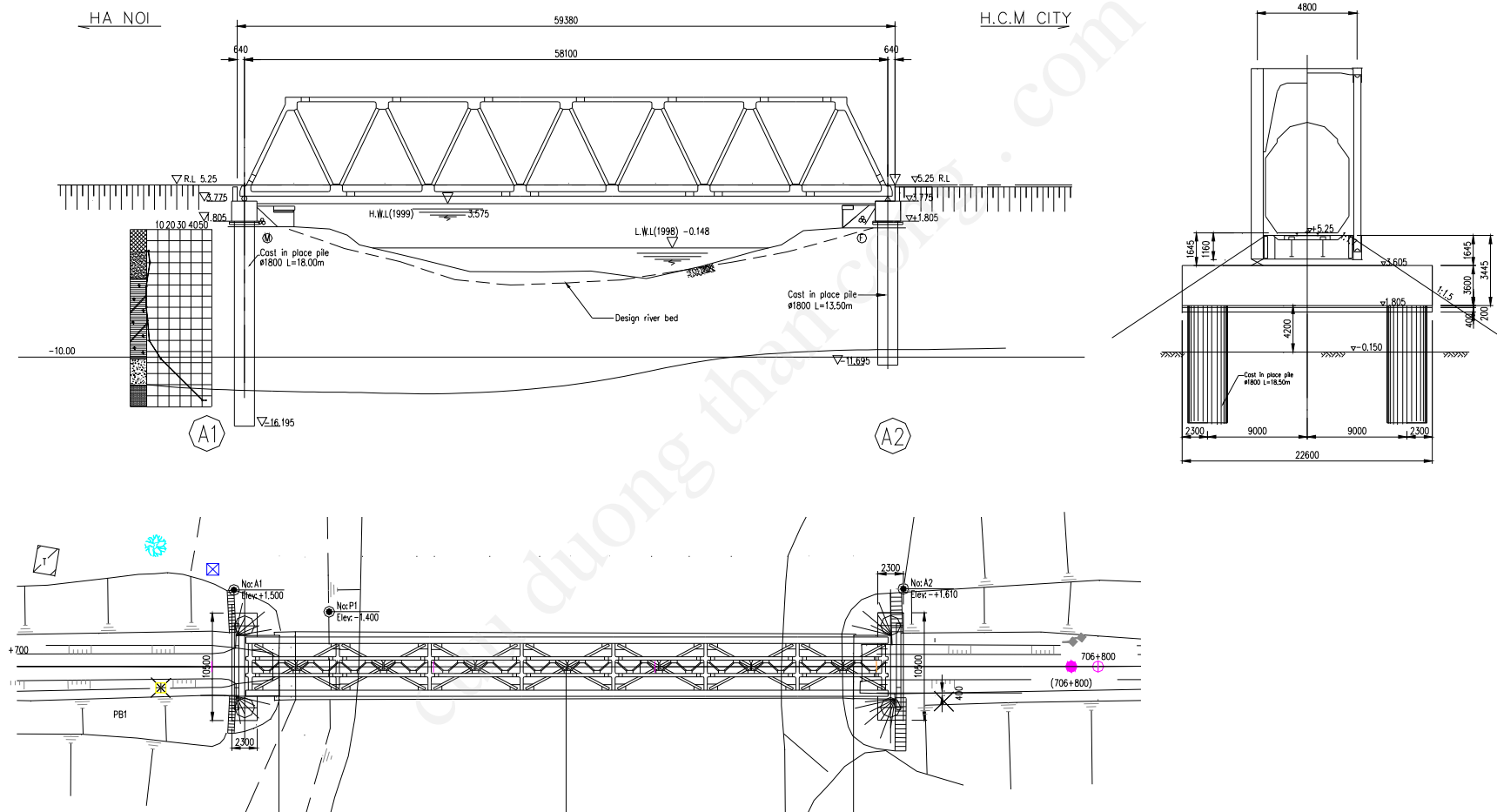
4.1.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Nếu sử dụng cầu dầm thép khi chiều dài nhịp tăng lên, chiều cao dầm trong cầu cũng tăng trong đó khối lượng thép dùng làm sườn sẽ chiếm một phần khá lớn, còn với kết cấu giàn sẽ tiết kiệm được lượng lớn thép vị trí sườn (do thay bằng các thanh chéo và thanh đứng). Do đó đối với những nhịp lớn trên 40m - 50m nếu sử dụng kết cấu nhịp giàn thì sẽ tiết kiệm thép hơn kết cấu nhịp dầm. Tuy nhiên không phải cứ những nhịp lớn trên 40m - 50m thì bao giờ giàn cũng kinh tế hơn. Cầu giàn rất phức tạp so với cầu dầm về phương diện cấu tạo, về điều kiện chế tạo và lao lắp cho nên trong nhiều trường hợp nhịp lớn ngay cả đối với nhịp trên 100m, có thể cầu dầm vẫn là phương án hợp lý, nhất là trong điều kiện tiến bộ kỹ thuật hiện nay. Khi chiều dài nhịp vào khoảng 50m - 80m, chọn kết cấu dầm hay giàn đòi hỏi phải có sự so sánh kỹ càng trong từng trường hợp cụ thể.

Kết cấu nhịp giàn gồm có những giàn chủ do các thanh biên trên biên dưới, các thanh xiên, thanh đứng và thanh treo hợp lại. Những giàn chủ được các hệ thống liên kết dọc và liên kết ngang ghép lại thành một kết cấu không gian cứng không biến hình. Các hệ thống liên kết dọc bố trí ở mức biên trên và biên dưới của giàn chủ. Các hệ thống liên kết ngang bố trí trong mặt phẳng của các thanh đứng, hoặc các thanh xiên giàn chủ.

Để chống đỡ phần mặt cầu và đảm bảo truyền lực chỉ đến vào các nút giàn, trong kết cấu nhịp cầu giàn thường bao giờ cũng cấu tạo mối như hệ thống dầm mặt cầu.

END SECTION INTERMEDIATE SECTION



Hình 4.1 Bố trí chung cầu giàn thép

4.1.2. ĐẶC ĐIỂM CHUNG CẦU GIÀN THÉP

- Do cầu giàn thép là một loại cầu thép nên nó có tất cả các đặc điểm chung của một cầu thép:

- + Sử dụng vật liệu thép là vật liệu chịu lực hoàn chỉnh nhất
- + Có thể chia thành các bộ phận nhỏ hoặc thanh riêng biệt để chế tạo trong nhà máy → công nghiệp hoá cao.
- + Trọng lượng các khối lắp ghép nhỏ thuận lợi cho việc cẩu lắp.
- + Thích hợp với điều kiện chế tạo ở nhà máy, có thể chế tạo các cấu kiện từ các nhà máy khác nhau rồi vận chuyển ra công trường để tiến hành lắp ráp mà không ảnh hưởng đến chất lượng.
- + Trọng lượng bản thân của cầu thép nhỏ hơn các cầu BTCT do đó thích hợp cho những vùng có địa chất xấu.
- + Liên kết các cấu kiện rất phong phú dưới nhiều hình thức do có thể dùng đinh tán hoặc bu lông cường độ cao liên kết.
- + Khi thi công ít ảnh hưởng đến môi trường xung quanh.

- Ngoài những đặc điểm chung của cầu thép, cầu giàn thép còn có các đặc điểm sau:

+ Khi cấu tạo giàn, người ta giả thiết là các giàn chủ chịu tải trọng thẳng đứng, liên kết dọc trên và liên kết dọc dưới chịu tải trọng ngang nằm ngang, còn dầm dọc và dầm ngang chịu uốn dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng và truyền tải trọng này vào nút của giàn. Khi đó, mỗi hệ này đều xem là hệ phẳng, chúng làm việc trong mặt phẳng thẳng đứng hoặc mặt phẳng nằm ngang. Thực tế các giàn chủ, liên kết dọc, dầm dọc và dầm ngang liên kết thành hệ không gian và khi kết cấu nhịp chịu tải trọng thẳng đứng thì chúng cùng làm việc với nhau. Đồng thời giữa các hệ có sự tác động tương hỗ. Mức tác động tương hỗ này phụ thuộc vào đặc điểm cấu tạo của hệ.

+ Giàn là hệ thanh liên kết với nhau chỉ bằng hai khớp ở hai đầu thanh, do đó các thanh trong giàn chỉ chịu lực dọc trục. Chính vì vậy khi nhịp lớn cầu giàn tiết kiệm vật liệu và sử dụng vật liệu hợp lý.

+ Khả năng chịu lực ngang của cầu giàn tốt hơn so với cầu dầm do diện tích chắn gió thực tế nhỏ hơn, khoảng cách tim hai giàn chủ lớn.

+ Cầu giàn thích hợp cho cầu nhịp lớn vì khi đó dùng cầu dầm thép thì mối nối rất phức tạp.

+ Thời gian thi công nhanh nhưng chi phí cho bảo dưỡng rất tốn kém.

+ Ngoài ra cầu giàn có thể có hình dáng đẹp, đảm bảo yêu cầu mỹ quan.

4.1.3. CÁC SƠ ĐỒ CẦU GIÀN THÉP

So với cầu BTCT thì cầu giàn thép có rất nhiều dạng đã được sử dụng, đã tạo ra được vẻ đẹp mà chỉ có ở cầu giàn thép mới có. Sau đây trình bày một số dạng cầu giàn thép thường gặp.

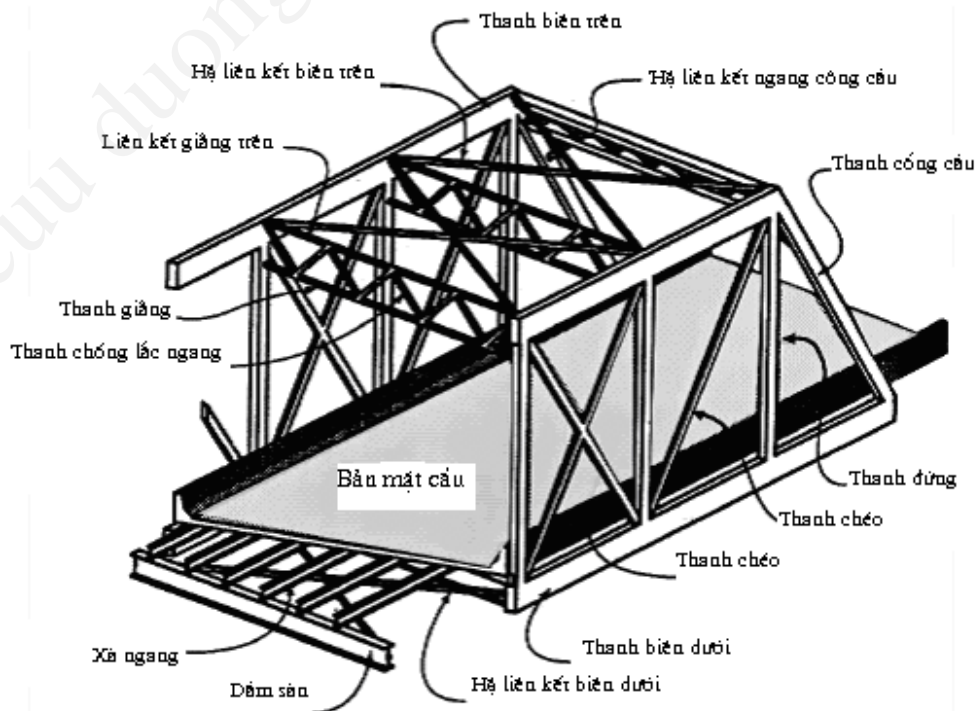
4.1.3.1 CÁC CẤU KIỆN GIÀN

Một số mặt cắt ngang được sử dụng giống như các cấu kiện giàn hiện đại được thể hiện trong hình 4.4. Các cấu kiện giàn được phát triển từ thanh, dầm và các thanh có tai treo đến các cấu kiện hộp hình chữ H. Nói chung, các cấu kiện hộp có cấu tạo hữu hiệu hơn và có khả năng chịu được sự dao động do gió lớn hơn so với loại giàn hình chữ H, trong khi đó loại giàn hình chữ

H được coi là có tính kinh tế về mặt chế tạo với loại thép có kích thước cho sẵn, nhìn chung là dễ liên kết với các bản nối do nó có thể tạo ra sự tiếp xúc hờ với đỉnh chốt, và dễ bảo dưỡng do toàn bộ các bề mặt đều dễ sơn phủ. Việc dễ bị ăn mòn khi sử dụng thép sẽ làm giảm các ưu điểm này.

Cuối những năm 1990, các cấu kiện hộp đã được sử dụng rộng rãi và trong một số trường hợp hợp do nhu cầu tạo ra các cấu kiện có độ ổn định về khí động lực, tính hiệu quả của loại giàn hình chữ H được tăng lên. Việc lựa chọn loại giàn nào là do so sánh nhiều phương án để quyết định. Dạng mặt cắt thanh giàn hình chữ H có ưu điểm hơn các mặt cắt khác về mặt chịu căng kéo do chúng dễ liên kết với bản mối nối và dễ sơn phủ như đã nêu mà không yêu cầu thiết kế độ ổn định đối với các cấu kiện chịu nén. Tuy nhiên, các mặt cắt hình chữ H dễ bị ảnh hưởng của rung phát sinh do gió hơn là so với mặt cắt hình hộp. Dạng mặt cắt thanh giàn hình hộp thích hợp dùng cho các cấu kiện chịu nén do chúng thường có tỷ lệ độ mảnh xung quang trục yếu nhỏ hơn so với cấu kiện hình chữ H tương đương.

Việc hàn kín hình hộp để chống gỉ bên trong các cấu kiện được tiến hành ở nhiều hướng. Trong một số trường hợp, hình hộp có thể được hàn hoàn toàn, trừ các vị trí liên kết với các bản mối nối đến các đầu nối các thanh giàn. Trong một số trường hợp, ngay cả các cấu kiện hộp đều được hàn trên toàn bộ 4 cạnh và được hàn góc vuông trong và bằng các tấm thép bịt đầu nhằm tập hợp độ ẩm. Vấn đề là cấu kiện cần phải được chống thấm đơn giản để không những hạn chế sự thấm nước vào mà còn phải kín hơi nhằm chống xu hướng “thoát hơi” tự nhiên của cấu kiện khi có sự dao động về nhiệt độ dẫn đến xu hướng là nó sẽ hút không khí vào trong cấu kiện thông qua ngay cả các vết nứt nhỏ nhất hoặc các lỗ châm kim trong các vết hàn nối. Dòng không khí này luôn luôn có độ ẩm và có thể là nguồn gốc gây ra sự ngưng tụ khí ẩm dẫn đến hiện tượng tập trung nước trong cấu kiện. Trong một vài trường hợp, cấu kiện hộp có thể được bố trí lỗ thoát nước, ngay cả khi được hàn kín để cho phép khí ẩm ngưng tụ thoát ra ngoài. Trong một số trường hợp, các cấu kiện hộp được hàn kín và được điều áp bằng khí trơ, nitơ, để tạo ra môi trường thích hợp cũng như là loại bỏ khí oxy bên trong cấu kiện, chất gia tăng hiện tượng gỉ sét. Các cấu kiện hộp còn có thể được bố trí thanh van để điều khiển áp suất trong, cũng như là để loại bỏ dần và đổ đầy lớp bảo vệ chống gỉ bằng khí trơ. Người ta còn dùng các loại chất bịt kín khác nhau để lấp kín các mối nối bằng đinh chốt với tỷ lệ trộn thích hợp.



Hình 4.4 Các cấu kiện điển hình của giàn

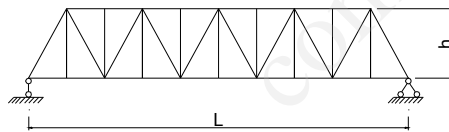
Các loại cầu giàn thông thường ngày càng được ưa chuộng sử dụng, và trong một vài trường hợp người ta dùng các cấu kiện liên kết bằng đỉnh chốt - đỉnh. Do đỉnh chốt không thể lắp kín toàn bộ lỗ hổng nên vẫn tạo ra đường dẫn nước xâm nhập vào, tạo sự thông khí và thoát nước cho toàn bộ cấu kiện.

4.1.3.2. SƠ ĐỒ CẦU GIÀN GIẢN ĐƠN

Cầu giàn giản đơn thường có các sơ đồ:

- + Giàn chủ có hai đường biên song song.
- + Giàn chủ có một đường biên hình đa giác.
- + Giàn chủ có một đường biên hình parabol.

a. Giàn chủ có đường biên song song

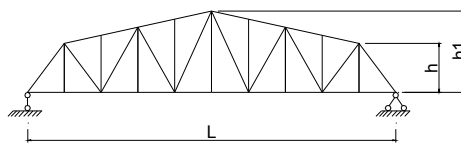


Hình 4.2

Đây là loại đơn giản nhất. Trong cầu này đường xe chạy có thể là ở biên trên hoặc biên dưới. Do mỗi loại này có thể chọn sao cho cùng kích thước bề rộng nên dễ tiêu chuẩn hoá các thanh cũng như bản nút giàn. Khi thi công có thể cho cần trục chạy theo đường biên trên để tiến hành lắp ráp kết cấu nhịp. Do đó loại Giàn có hai đường biên song song được sử dụng phổ biến hiện nay.

Ví dụ: Cầu Chương Dương đã được xây dựng có môđun khoang giàn $d=8\text{m}$, chiều cao giàn $h=11\text{m}$, khoảng cách giữa hai giàn chủ $B=8\text{m}$. Một số dự án thay thế cầu đường sắt cũ trên tuyến đường sắt Bắc Nam như cầu Đà Nẵng và hiện nay là dự án 5 cầu đường sắt từ Huế đến Quảng Trị đã sử dụng loại giàn biên cứng do Công ty cơ khí Thăng Long sản xuất.

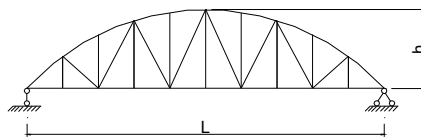
b. Giàn có một đường biên đa giác



Hình 4.3

Với loại dàn này thì nội lực các thanh biên trên gần bằng nhau hơn, chiều dài và nội lực trong một số thanh đứng, thanh xiên cũng nhỏ đi, do đó giàn có đường biên đa giác tiết kiệm thép hơn giàn có đường biên song song. Tuy nhiên giàn có một đường biên đa giác lại có cấu tạo phức tạp, thi công khó nên ít được áp dụng hiện nay.

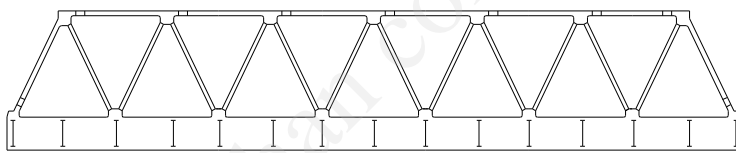
c. Giàn có một đường biên parabol

**Hình 4.4**

Loại giàn này tiết kiệm thép nhất nhưng cấu tạo, gia công, thi công phức tạp nên ít dùng. Trước 1945 có nhiều cầu giàn thép loại này được xây dựng ở nước ta, ví dụ cầu Tràng Tiền (Huế)

Khi chiều dài nhịp lớn, để giảm bớt chiều dài của khoang giàn và của dầm dọc mặt cầu trong khi vẫn giữ được góc nghiêng của các thanh xiên không thay đổi, người ta cấu tạo các giàn phân nhỏ. Giàn phân nhỏ có thể bố trí ở trên hoặc ở dưới. Thông thường hay gặp giàn phân nhỏ bố trí ở dưới, vì khi đó chỉ tăng nội lực trong thanh biên dưới chịu kéo chứ không tăng nội lực trong thanh biên chịu nén như khi bố trí giàn phân nhỏ ở trên, bên cạnh đó cũng hạ thấp được tâm tác dụng của tải trọng gió thổi ngang cầu.

Ngoài các dạng nêu trên, hiện nay đã có thêm loại kết cấu nhịp giàn thép có thanh biên cứng (hình vẽ). Đó là một loại kết cấu rất kinh tế về phương diện tiết kiệm thép, đồng thời đáp ứng những yêu cầu đặc biệt về cấu tạo và lắp ráp.

**Hình 4.5 Cầu có thanh biên giàn cứng**

Biên cứng có thể làm việc không những với lực dọc trục mà còn chịu được mômen uốn, do đó có thể bố trí dầm ngang hệ mặt cầu không phụ thuộc vào vị trí các nút giàn, mà bố trí theo điều kiện kinh tế nhất cho phần mặt cầu. Trong khi đó chiều dài khoang giàn cũng được chọn căn cứ theo điều kiện khoang kinh tế nhất của giàn chủ. Trong cầu ô tô người ta thường đặt trực tiếp bản mặt cầu lên dầm ngang và cấu tạo thành kết cấu dầm liên hợp thép bê tông mà không cần làm thêm dầm dọc.

Theo điều kiện về độ cứng thì chiều cao giàn phải đảm bảo độ võng của các kết cấu nhịp dưới tác dụng tĩnh của hoạt tải thẳng đứng không được vượt quá độ võng giới hạn do quy trình ấn định. Trong các cầu đi dưới, để tăng độ cứng kết cấu nhịp và ổn định của thanh biên trên chịu ép, bao giờ cũng cố gắng bố trí hệ liên kết dọc trên. Do đó chiều cao giàn phải tương đối để đảm bảo không ảnh hưởng đến khổ tĩnh của cầu. Thường chiều cao tối thiểu của giàn chủ kể từ trục thanh biên dưới đến trục thanh biên trên không nên nhỏ quá 8 – 8,5m đối với cầu xe lửa, và 6 – 6,5m đối với cầu ô tô.

Trong cầu đi trên, chiều cao giàn chủ có quan hệ với chiều cao kiến trúc của kết cấu nhịp, nhất là khi chiều cao đó bị hạn chế. Tăng chiều cao kiến trúc sẽ dẫn đến tăng khối lượng đất đắp đường dẫn vào cầu và do đó tăng giá thành toàn công trình. Vì vậy cần phải có sự cân nhắc, so sánh kỹ càng khi lựa chọn chiều cao giàn.

Trên cơ sở kinh nghiệm thiết kế và chú ý bảo đảm các yêu cầu về độ cứng của cầu, chiều cao giàn chủ thường chọn ở trong khoảng $1/7 - 1/10$ chiều dài nhịp khi giàn có biên song song, trong khoảng $1/5,5 - 1/8$ chiều dài nhịp khi giàn có biên đa giác.

Đối với cầu xe lửa, chiều cao gian thiên về giới hạn trên, còn đối với cầu ô tô thì thiên về giới hạn dưới. Cầu đi trên mặt cắt ngang có nhiều giàn chủ thì chiều cao giàn sẽ chọn gần về giới hạn dưới.

Chiều dài của khoang giàn có liên quan mật thiết với cả kết cấu phần mặt cầu lẫn kiểu giàn. Khoang càng ngắn thì dầm dọc dầm ngang sẽ càng nhẹ, nhưng số lượng dầm ngang lại tăng lên. Vì vậy chiều dài khoang phải xác định theo điều kiện trọng lượng thép làm dầm mặt cầu nhỏ nhất. Mặt khác khoang giàn ngắn thì góc nghiêng của các thanh xiên đối với phương đứng sẽ nhỏ đi, nội lực và chiều dài của chúng giảm bớt, do đó mặt cắt và trọng lượng thép tọng vào mỗi thanh xiên cũng giảm. Nhưng cùng với vấn đề góc nghiêng nhỏ đi thì tổng chiều dài tất cả các thanh xiên lại tăng lên. Nói chung góc nghiêng lợi nhất cho các thanh xiên là khoảng 40° đối với phương thẳng đứng.

Ngoài vấn đề ảnh hưởng đến trọng lượng các thanh xiên, cần chú ý rằng nếu góc nghiêng của chúng quá lớn hoặc nhỏ quá sẽ gây khó khăn cho việc cấu tạo các nút giàn chủ. Vì lý do đó không nên chọn góc nghiêng của thanh xiên nằm ngoài phạm vi 30° đến 50° so với phương thẳng đứng.

Khoảng cách giữa tim các giàn chủ của cầu đi dưới do điều kiện về khổ rộng của cầu quyết định. Phân bố hành thường được đưa ra bên ngoài hai giàn để đảm bảo an toàn cho người đi bộ, tránh tai nạn xe cộ.

Đối với cầu đường sắt một tuyến đường khổ 1435mm có mặt cầu đường đi dưới thì khoảng cách giữa tim hai giàn chủ lấy chừng 5,5m. Cầu hai tuyến đường thì khoảng cách đó là 5,5m cộng với khoảng cách giữa tim của hai tuyến.

Cầu xe lửa có mặt cầu đi trên khoảng cách tối thiểu giữa tim các giàn chủ là do điều kiện ổn định chống lật dưới tác dụng của tải trọng ngang cầu quyết định. Bên cạnh đó còn phải đảm bảo độ cứng ngang của kết cấu nhịp. Thông thường khoảng cách giữa tim các giàn ngoài cũng không nên nhỏ hơn $1/20 - 1/25$ chiều dài nhịp đối với cầu đi dưới và $1/16 - 1/20$ đối với cầu đi trên.

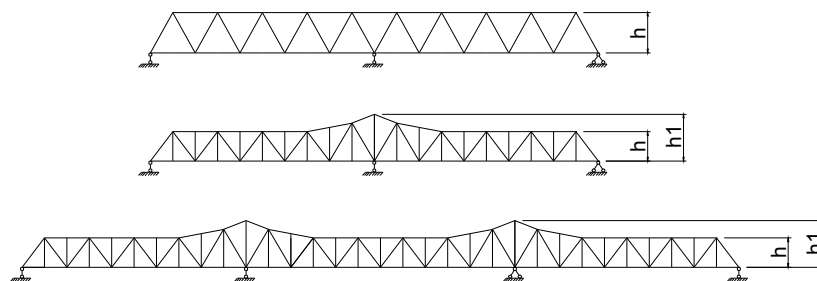
4.1.3.3. CẦU GIÀN HẰNG VÀ GIÀN LIÊN TỤC

a. Cầu giàn liên tục

Cầu giàn liên tục thường làm hai đến ba nhịp, rất ít khi làm nhiều hơn ba nhịp vì độ dịch chuyển của đầu kết cấu do biến dạng nhiệt độ sẽ rất lớn, khe biến dạng rất phức tạp.

Giàn liên tục hai nhịp thường làm chiều dài bằng nhau.

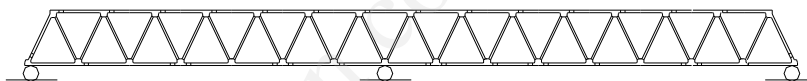
Cầu liên tục ba nhịp thì nhịp giữa nên làm lớn hơn các nhịp biên chừng $15\div30\%$ để cân bằng mômen tính toán trong các nhịp và tiết kiệm thép nhất. Cả giàn liên tục hai nhịp và ba nhịp đều có chiều dài khoang bằng nhau để đảm bảo yêu cầu mỹ quan.



Hình 4.6. Các sơ đồ cầu giàn liên tục

Hình dạng của giàn liên tục có liên quan đến biểu đồ bao mômen, nhưng không nên làm quá phức tạp. Chiều cao giàn thường lấy tỷ lệ với căn bậc hai của vị trí số mômen tại mặt cắt tương ứng trong giàn.

Do trị số mômen dương lớn nhất và mômen âm lớn nhất nói chung không chênh lệch nhau lắm nên đối với giàn liên tục hoàn toàn có thể làm có hai biên song song. Giàn liên tục có biên song song cấu tạo đơn giản, lắp ráp dễ dàng, đồng thời có thể kết hợp với giàn đơn giản định hình để tiêu chuẩn hoá kích thước các thanh, các chi tiết của kết cấu nhịp. Chính vì lý do đó nên giàn có biên song song rất hay được sử dụng.



Hình 4.7. Sơ đồ cầu giàn liên tục có đường biên song song

Đối với những giàn nhịp lớn, trị số của mômen âm ở gối lớn hơn nhiều so với mômen dương ở giữa nhịp, khi đó có thể tăng chiều cao giàn ở vị trí gối nhưng tránh cấu tạo giàn có góc gãy quá nhọn ở vị trí gối vì như vậy cấu tạo phức tạp, không kinh tế. Tốt nhất là tăng chiều cao dần vào các gối giữa một cách điều hoà theo một đường cong lõm.

Chiều cao h tại giữa nhịp của giàn liên tục thường nằm trong khoảng $1/7-1/9$ chiều dài nhịp đối với cầu xe lửa, và trong khoảng $1/10 - 1/12$ đối với cầu ô tô, tuy vậy đôi khi có thể chọn nhỏ hơn. Chiều cao giàn tại vị trí gối giữa có thể lấy chừng $(1,2 - 1,5)h$. Chiều dài khoang, kiểu hệ thanh bụng giàn chủ, góc nghiêng của các thanh xiên cũng tương tự như trong cầu giàn đơn giản. Tại các nút gối nên cấu tạo các thanh xiên đi lên để chịu lực thay cho thanh đứng, vì nếu không nội lực ở trong thanh đứng sẽ rất lớn.

Bên cạnh những ưu điểm tiết kiệm vật liệu hơn so với giàn đơn giản (khoảng 5 -10%) và tăng độ cứng, kết cấu nhịp liên tục có khuyết điểm chủ yếu là phát sinh nội lực phụ khi các mố trụ bị lún không đều. Tuy nhiên nhờ các phương pháp tính toán hiện đại có thể xác định chính xác độ lún của mố trụ sẽ xảy ra, để căn cứ vào đó đề ra những biện pháp điều chỉnh cao độ gối cầu thì hoàn toàn khắc phục được hiện tượng phát sinh nội lực phụ.

Kết cấu nhịp giàn liên tục không những có độ cứng trong phương đứng lớn mà độ cứng trong phương ngang cũng lớn hơn so với cầu giàn đơn giản, cho nên khoảng cách giữa các tim giàn ngoài cùng cũng có thể lấy nhỏ hơn so với kết cấu nhịp cầu giàn đơn giản.

Giàn liên tục có đường biên song song cấu tạo đơn giản, lắp ráp dễ dàng, dễ tiêu chuẩn hoá các thanh cũng như bản nút, chính vì lý do đó nên tuy không thật tiết kiệm thép nhưng giàn liên tục hai, ba nhịp có đường biên song song rất hay được sử dụng.

b. Cầu giàn hẫng

Cầu giàn hẫng cũng có một số ưu điểm tương tự như giàn liên tục. Do có cấu tạo khớp nên hệ thống kết cấu tĩnh định và hiện tượng mố trụ lún không đều hoàn toàn không gây ảnh hưởng gì về nội lực trong kết cấu.

Nên lấy chiều dài đoạn hẫng trong khoảng 0,15 – 0,40 chiều dài nhịp hẫng. Chọn thiên về giới hạn trên và giới hạn dưới là tùy theo tỷ số giữa tải trọng do trọng lượng bản thân của kết cấu nhịp và hoạt tải.

Trong cầu giàn hẫng tồn tại một khuyết điểm lớn là đường đàn hồi bị gãy khúc tại các vị trí khớp làm tăng tác dụng xung kích của hoạt tải. Đó là một điều rất bất lợi đối với cầu xe lửa và cầu thành phố.

Cũng như cầu liên tục, để tiết kiệm thép hơn nữa người ta phân cầu hẫng thành những nhịp không bằng nhau. Nhịp gồm phần hẫng và nhịp đeo thường làm dài hơn chừng 20 – 40% so với nhịp biên.

Hình dạng bề ngoài của giàn hẫng cũng gần giống như cầu giàn liên tục. Với những nhịp nhỏ và trung bình nên làm hẫng có chiều cao không đổi, biên trên và biên dưới song song với nhau; với những nhịp lớn sẽ làm giàn có chiều cao thay đổi, tăng dần tại phạm vi gối giống như trong cầu giàn liên tục. Chiều cao của giàn hẫng cũng lấy tương tự như đối với chiều cao của giàn liên tục. Trường hợp làm giàn chủ có chiều cao thay đổi thì chiều cao tại gối có thể lấy khoảng 2/3 chiều dài phần hẫng. Trong mục 4.4.3 sẽ trình bày chi tiết hơn về cấu tạo liên kết chốt giữa nhịp giàn hẫng và nhịp giàn đeo.

Ví dụ: cầu Long Biên có sơ đồ hẫng với nhịp chính $L=112\text{m}$.

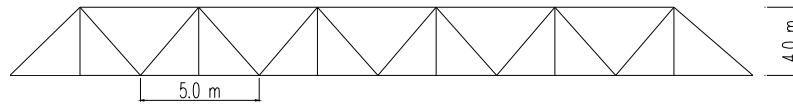
c) Kết cấu nhịp định hình

Cũng như các dạng kết cấu nhịp khác, trong cầu giàn thép sử dụng rất phổ biến kết cấu nhịp định hình. Trong các thiết kế định hình, người ta tập hợp những kết cấu nhịp có chiều dài nhịp trong những phạm vi nhất định vào từng nhóm. Mỗi nhóm định hình có một kiểu sơ đồ hình học, chiều cao giàn, chiều dài khoang và góc nghiêng của các thanh xiên giống nhau để cho tất cả các thanh và các chi tiết của kết cấu cũng có kích thước tiêu chuẩn. Nhiều khi người ta còn cố gắng làm cho các chi tiết của kết cấu nhịp thuộc những nhóm khác nhau cũng có kích thước giống nhau.

Ở nước ta hiện nay có nhiều loại kết cấu nhịp giàn định hình của Liên Xô, Trung Quốc, Pháp, Đức, Bỉ, Mỹ... và của Việt Nam thiết kế.

Dưới đây giới thiệu một số sơ đồ giàn định hình hay gặp trong cầu thép của Việt Nam.

Giàn VN – 64 -71 : Định hình thiết kế dựa vào loại giàn Eiffel cũ dùng cho cầu xe lửa (Z-13) hiện có một số được chế sửa cho ô tô đi chung.



Hình 4.4. Giàn VN – 64 – 71

$$h = 4,0 \text{ m}, d = 5,0 \text{ m}, l_{\max} = 50,0 \text{ m}$$

Giàn định hình của Liên Xô có nhiều loại nhịp từ 33 m đến 127,4 m.

Bảng 4.1 Giàn định hình Liên Xô

55.0		185.95 T	177.11 T	-
66.0		232.6 T	217.08 T	-
77.0		309.8 T	-	-
86.0 (87.52)		392.5 T	351.1 T	353.5T
110.0 (109.52)		582.6 T	-	503.1 T

Giàn Trung Quốc: định hình Trung Quốc dùng ở ta có loại cầu xe lửa đi trên (T-66) và có loại xe lửa ô tô đi chung mặt cầu chạy dưới. Loại thứ hai này có mô đun 8,0 m và chiều cao 11,0m, liên kết đỉnh tán hoặc bulông cường độ cao, xe lửa chạy giữa có ô tô chạy hai bên.

Giàn Krup: định hình của Đức đền bù sau chiến tranh thế giới thứ nhất cho Pháp dùng cho cầu xe lửa. Phần lớn nằm trên đường sắt thống nhất phần phía Nam. Một số giàn kiểu này do Bỉ và Mỹ chế tạo. Giàn Krup là kiểu giàn tam giác có thanh đứng, mô đun 5,0m, chiều cao 6,0m, $l_{\max} = 50$ m.

4.2. CẤU TẠO GIÀN CHỦ

4.2.1. MẶT CẮT CÁC THANH TRONG GIÀN CHỦ

Khi cấu tạo các thanh giàn chủ, người ta xét tới tác dụng của nội lực trong thanh đồng thời cố gắng thỏa mãn các yêu cầu khai thác, thuận tiện cho chế tạo các thanh trong nhà máy và khả năng thiết bị đối với những phương pháp lắp ráp hiện có. Nội lực trong các thanh giàn chủ của cầu rất lớn, do đó đòi hỏi diện tích mặt cắt ngang của chúng phải lớn, vì vậy mặt cắt thanh mạ thượng thường làm dưới dạng có hai bản bụng hoặc dưới dạng hình hộp để dễ giàng có được diện tích theo yêu cầu, đảm bảo thuận lợi cho việc tăng thêm diện tích và thanh có độ cứng lớn trong mặt phẳng thẳng đứng và mặt phẳng nằm ngang.

Hình dạng mặt cắt ngang và kích thước mặt cắt các thanh giàn chủ thường được quyết định bởi nội lực, chiều dài thanh và yêu cầu lắp ghép. Mặt cắt ngang hợp lý của các thanh cần phải thoả mãn các yêu cầu sau:

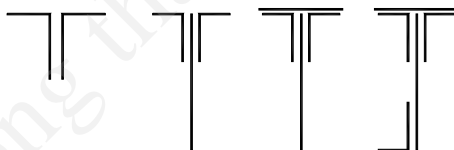
- Độ mảnh λ theo phương ngang (trong mặt phẳng giàn và mặt phẳng vuông góc với mặt phẳng giàn) bằng nhau.
- Dễ gia công, chế tạo, dễ lắp ráp, không nên chế tạo mặt cắt có quá nhiều thép hình khác nhau.
- Dễ kiểm tra, duy tu, bảo dưỡng, tránh đọng nước.

Nói chung mặt cắt các thanh phân ra làm hai loại: loại 1 thành đứng và loại 2 thành đứng.

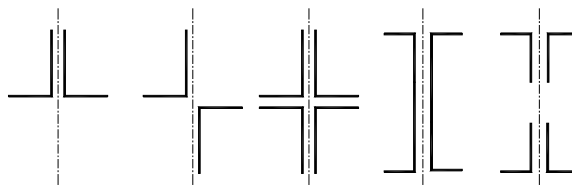
4.2.1.1. LOẠI MẶT CẮT MỘT THÀNH ĐỨNG

Các thanh thuộc loại mặt cắt một thành đứng chỉ có một nhánh, cấu tạo đơn giản và bảo đảm được sự làm việc đồng đều toàn bộ mặt cắt dưới tác dụng của nội lực. Tuy vậy loại mặt cắt một thành đứng chỉ dùng trong những giàn nhịp nhỏ không quá 40 -50m, vì loại mặt cắt này không thể cấu tạo được những thanh lớn có độ cứng cần thiết cho những giàn nhịp lớn.

Thường các thanh biên có mặt cắt chữ T, với các thanh biên chịu nén có khi còn bố trí thêm thép góc ở đầu bản đứng để bảo đảm ổn định cho bản này. Thành đứng của mặt cắt chữ T phải tương đối chắc chắn để có thể cho các thanh xiên và thanh đứng nối vào, đồng thời cũng tránh hiện tượng chịu ứng suất quá lớn do phải tiếp nhận nội lực từ các thanh đó truyền sang cho toàn mặt cắt thanh biên.



Hình 4.9. Mặt cắt thanh biên loại 1 thành đứng



Hình 4.10. Mặt cắt thanh đứng và xiên loại 1 thành đứng

Để nối vào bản đứng của thanh biên giữa các thanh đứng và thanh xiên phải trừ khe hở bằng bề dày bản đứng của thanh biên, nếu mặt cắt có bản đứng ở giữa thì bề dày bản đứng này phải đúng bằng bề dày bản đứng của thanh biên. Đối với những thanh biên chịu ép người ta còn cấu tạo thép góc nẹp để tăng cường ổn định cho bản đứng. Để cho cấu tạo được thuận tiện, kích thước của các thép góc và bề dày của bản đứng nên giữ không đổi cho tất cả các thanh biên trên hoặc biên dưới. Muốn tăng mặt cắt, người ta thêm các bản ngang và tăng chiều cao bản đứng.

Loại mặt cắt một thành đứng có khuyết điểm chủ yếu là độ cứng nhỏ khi xét ổn định ra ngoài mặt phẳng của giàn, vì thế đối với các giàn lớn, nội lực và chiều dài của thanh lớn thì loại mặt cắt này trở thành không thích hợp và được thay thế bằng loại mặt cắt có hai thành đứng.

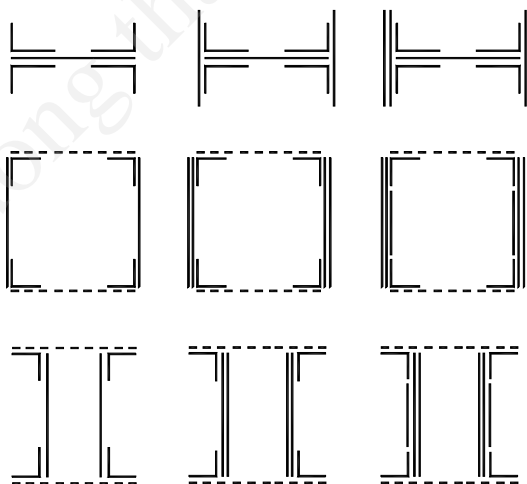
4.2.1.2. LOẠI MẶT CẮT HAI THÀNH ĐỨNG

Thanh mặt cắt hai thành đứng gồm có hai nhánh ghép lại với nhau bằng các bản chắn ngang và bản giằng hoặc thanh giằng. Đối với loại mặt cắt này có thể dễ dàng cấu tạo những thanh có mặt cắt và mômen quán tính cần thiết, cho nên thích hợp với những thanh của giàn nhịp lớn.

Mặt cắt hai thành đứng chia ra làm 3 kiểu chính là : mặt cắt kiểu chữ H; mặt cắt hình hộp có các thép góc quay ra ngoài và mặt cắt kiểu hình hộp có các thép góc quay vào trong.

Mặt cắt chữ H gồm có 4 thép góc và bản ngang ghép giữa chúng. Khi thay đổi diện tích mặt cắt các thanh biên tương ứng với nội lực trong các khoang, người ta tấp thêm các bản đứng vào hai bên.

Mặt cắt hình chữ H có ưu điểm cấu tạo đơn giản, các đỉnh tán đều có thể tán ghép bằng máy. Các lỗ đỉnh khoan sẵn cho mối nối lắp ráp ngoài công trường cũng khoan được theo bản mẫu. Bên cạnh đó lại không phải cấu tạo các thanh giằng và bản giằng và bản chắn ngang như vậy tiết kiệm được thép. Tuy vậy mặt cắt này cũng có nhược điểm là bản thép ngang và các thép góc tạo thành lòng máng chứa nước và tích tụ rác bẩn dễ gây thiệt hại hiện tượng gỉ, dễ bị đọng nước nhất là ở các thanh biên, khắc phục nhược điểm này trên bản nằm ngang người ta khoét các lỗ thoát nước có đường kính 40÷50mm.



Hình 4.11. Mặt cắt thanh biên loại 2 thành đứng

Mặt cắt hình hộp gồm hai nhánh riêng biệt nên phải dùng bản giằng hoặc bản khoét lỗ để liên kết chúng lại thành một mặt cắt cho chúng cùng chịu lực với nhau. Mặt cắt hình hộp hay được dùng cho thanh biên dưới và thanh xiên nhưng cũng có khi dùng cho thanh biên trên. Ưu điểm của mặt cắt hình hộp là có khả năng tăng diện tích nhiều hơn mặt cắt H, dùng cho những thanh chịu lực nén lớn và thanh dài thì rất có lợi. Tuy vậy, mặt cắt này có nhược điểm là tốn thép cho bản giằng và việc tán đỉnh khó khăn hơn ở mặt cắt H.

Tóm lại trong các kết cấu nhịp cầu giàn có chiều dài trung bình trở lại thì mặt cắt kiểu chữ H là hợp lý nhất, còn đối với các kết cấu nhịp lớn có các thanh dài thì nên dùng mặt cắt kiểu hình hộp: mặt cắt hình hộp có thép góc quay ra ngoài và bản ngang đặt ở trên sẽ dùng cho các thanh biên trên và thanh xiên ở gối, mặt cắt không có bản ngang đặt trên sẽ dùng cho các thanh biên dưới và thanh xiên. Tuy nhiên cũng có thể giải quyết theo phương án hỗn hợp là một số thanh làm theo mặt cắt chữ H (ví dụ các thanh xiên chịu kéo và thanh đứng) và một số thanh làm theo mặt cắt hình hộp (các thanh xiên chịu ép và các thanh biên).

Các kích thước chính của mặt cắt thanh trong giàn là chiều cao (kích thước theo chiều trong mặt phẳng của giàn) và chiều rộng. Những kích thước này xác định trên cơ sở sử dụng vật liệu sao cho lợi nhất và theo một số yêu cầu về cấu tạo và chế tạo. Đối với các thanh chịu ép lớn như các thanh biên trên ở khoang giữa, các thanh xiên ở gối thì nên thiết kế sao cho độ cứng của thanh khi xét ổn định trong và ngoài mặt phẳng của giàn tương đối xấp xỉ nhau. Các thanh có mặt cắt hình hộp phải đảm bảo dễ sơn và cạo gỉ, dễ tán đinh trong lòng mặt cắt thanh, như vậy phải đảm bảo khoảng cách giữa hai thành đứng không nhỏ hơn 400mm; trường hợp các thanh nhỏ và lòng mặt cắt không sâu lắm thì không nhỏ hơn 300mm, khoảng cách tính giữa mép các thép góc của mặt cắt hình hộp có thép góc quay vào trong thì không được nhỏ hơn 200mm.

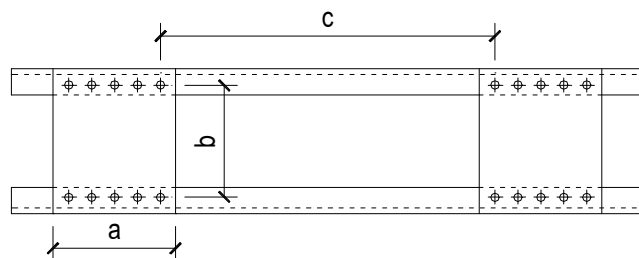
Chiều cao mặt cắt thanh phụ thuộc diện tích mặt cắt và sự thay đổi mặt cắt các thanh trong các khoang của giàn (đối với các thanh biên), nhưng không nên chọn lớn hơn $1/15$ chiều dài thanh để đảm bảo giả thiết liên kết nút theo kiểu khớp khi tính toán nội lực. Nếu không tuân theo điều kiện đó thì trong tính toán nhất thiết phải tính theo sơ đồ nút cứng.

4.2.2. CẤU TẠO THANH GIÀNG, BẢN GIÀNG, BẢN NGẮN

Với những thanh có hai nhánh để tiện liên kết thành một mặt cắt cùng làm việc với nhau người ta thường dùng bản giàng, thanh giàng hay bản khoét lỗ.

4.2.2.1. BẢN GIÀNG

Quy trình 22TCN 18-79 quy định đối với cầu ô tô và cầu thành phố cho các thanh chịu nén và vừa chịu nén vừa chịu kéo của giàn chủ bề dày δ của bản giàng không được nhỏ hơn $\frac{1}{45}$ khoảng cách tim hai hàng đinh gần nhau nhất trên hai nhánh thanh để bảo đảm ổn định cục bộ. Mặt khác bề dày của nó cũng không được $\leq 8\text{mm}$ đối với thanh chịu lực chính của kết cấu.



Hình 4.12. Cấu tạo bản giàng

Chiều dài (a) của bản giàng theo chiều dọc trục thanh không được nhỏ hơn $0,75b$.

Các thanh chịu nén và vừa chịu nén vừa chịu kéo chiều dài của hai bản giàng ở hai đầu nên lấy lớn hơn 1,7 lần chiều dài các bản giàng ở giữa, còn với các thanh chỉ chịu kéo nên lớn hơn 1,3

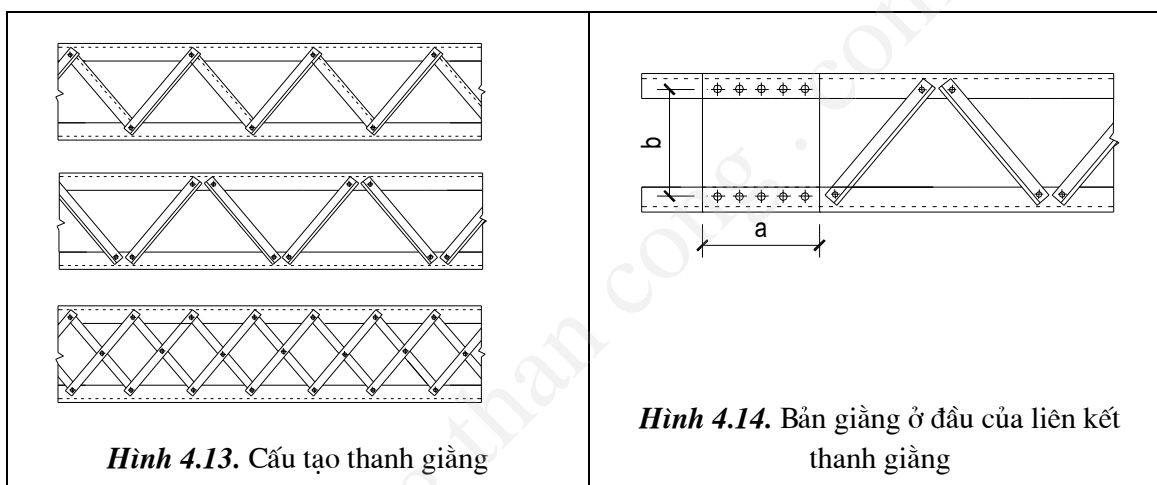
lần. Các bản giằng này nên đưa sát vào gần nút nhưng không gây khó khăn đến việc tán đinh. Tác dụng của bản giằng làm cho hai nhánh thanh chịu lực đồng đều hơn, đồng thời khắc phục mômen do liên kết các nhánh thanh vào nút không đối xứng.

Cự ly giữa các đỉnh tán không lớn hơn 120mm, khoảng cách (c) giữa các bản giằng cho thanh chịu kéo lấy bằng $2b$, đối với thanh chịu nén xác định theo tính toán.

4.2.2.2. THANH GIẰNG

Quy trình 22TCN 18-79 quy định góc xiên của các thanh chéo thuộc hệ thanh giằng đối với trục thanh nên lấy không nhỏ hơn 45° khi dùng hệ thanh giằng kép và khoảng 60° khi dùng hệ thanh giằng đơn. Nên cố gắng cấu tạo sao cho trục thanh giằng và nhánh thanh giao nhau tại một điểm.

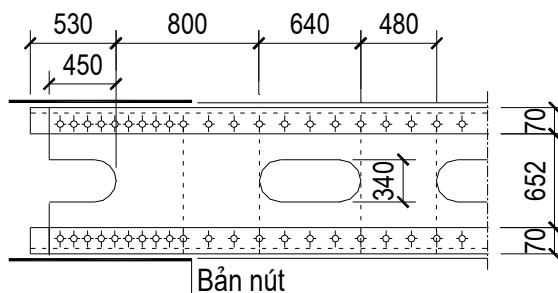
Các thanh liên kết bằng thanh giằng cũng nên có hai bản giằng loại to ở hai đầu.



4.2.2.3. BẢN KHOÉT LỖ

Bản khoét lỗ thường được dùng trong các thanh hàn để thay thế cho bản giằng và thanh giằng. Khác với thanh giằng và bản giằng, bản khoét lỗ cũng là một thành phần của thanh.

Trong các thanh kể cả thanh liên kết bằng thanh giằng, bản giằng khi thanh chịu nén để mặt cắt thanh không bị méo đi người ta còn cấu tạo thêm bản chắn ngang ở đầu và ở giữa thì cứ cách 3m lại bố trí một bản chắn ngang. Với thanh chịu kéo chỉ cần đặt bản chắn ngang ở hai đầu.



4.2.3. CẤU TẠO NÚT GIÀN

Liên kết nút là bộ phận quan trọng nhất của giàn, tại đó các thanh được liên kết chắc chắn với nhau, đảm bảo chế tạo các bộ phận tham gia vào nút tốn ít công nhất trong sản xuất ở nhà máy, cũng như trong điều kiện lắp ráp và duy tu trong thời kỳ khai thác cầu.

Các thanh của giàn giao nhau tại nút và được liên kết với bản nút đặc biệt (bản tiếp điểm) bằng bulông cường độ cao hoặc bằng đinh tán. Liên kết hàn ở nút mới chỉ được dùng thử vì chưa có máy hàn và phương pháp hàn tự động đáng tin cậy trong lắp ráp giàn thanh.

Nút giàn là chỗ liên kết các thanh, nó là chỗ truyền lực giữa các thanh nên nó là bộ phận rất quan trọng của kết cấu nhịp.

Khi tính toán ta giả thiết nút giàn là khớp, trong thực tế nút kiểu khớp không được áp dụng và rất phức tạp cho các thanh lớn và nút có nhiều thanh. Nút giàn thường dùng kiểu liên kết cứng bằng cách tán đinh, bắt bulông cường độ cao, liên kết hàn còn ít được sử dụng.

4.2.3.1. NGUYÊN TẮC CẤU TẠO NÚT GIÀN

Cần định tâm một cách chính xác các đường tim của các thanh trong nút và phải đảm bảo cho chúng trùng với vị trí của các đường tim trong sơ đồ hình học của giàn. Tâm của đinh tán hoặc của bulông liên kết của mỗi thanh phải trùng với tim của thanh.

Bản nút nên làm đơn giản, không có góc lõm và làm tiết kiệm, không làm quá dư. Cường độ liên kết thanh vào nút phải cao hơn cường độ bản thân thanh vì trong quá trình khai thác, việc tăng cường mối nối và liên kết sẽ phức tạp hơn việc tăng cường bản thân thanh. Để đảm bảo điều đó người ta đưa ra hệ số điều kiện làm việc $m = 0,9$.

Cần chú ý tới khả năng tiêu chuẩn hoá các kích thước bản nút, nút cùng một dạng lỗ bu lông lắp ráp. Khoảng cách giữa các lỗ chọn trị số cho phép nhỏ nhất.

Khi thiết kế liên kết nút cũng nên chú ý tới tính chất không gian của kết cấu nút và cần bảo đảm liên kết dễ giằng dầm ngang và các bộ phận của liên kết dọc dưới với nút. Để tạo điều kiện thuận lợi cho duy tu bảo dưỡng và kéo dài tuổi thọ của cầu, trong cấu tạo nút không được làm thành “túi” để có thể tích đọng nước, rác rưởi, đồng thời không nên làm khe hẹp khó sơn.

Vào những thời kỳ khác nhau, người ta bố trí mối nối của thanh mạ ở những vị trí khác nhau : ở trong và ngoài nút. Trường hợp bố trí ngoài nút, cố gắng giảm số đinh tán xuống tới mức tối thiểu.

- Trục các thanh của một nút phải đồng quy tại một điểm nếu không sẽ phát sinh mômen phụ tại nút do lệch tâm. Đối với các thanh của hệ liên kết dọc cho phép trục thanh liên kết không giao nhau trên đường trục thanh biên nhưng điểm giao nhau không rơi ra ngoài mặt cắt của thanh biên.



Hình 4.16. Cấu tạo nút giàn cầu thép

- Trực liên kết trùng với trục thanh
- Cấu tạo gọn lỏ, thuận tiện lắp ráp
- Cường độ bản tiếp điểm lớn hơn so với khả năng chịu tải của bản thân thanh khoảng 10%
- Để tăng cường độ cứng, các thanh càng đưa gần bản tiếp điểm càng tốt.
- Ngoài ra khi chọn liên kết trong bản tiếp điểm nên chọn thống nhất một loại liên kết.

4.2.3.1. CÁC LOẠI NÚT GIÀN

a) Nút có các thanh gắn trực tiếp vào nhau

Là loại nút có cấu tạo đơn giản nhất, ở nút này các thanh phải có mặt cắt thuộc loại 1 thành đứng. Các thanh đứng và thanh xiên phải có khe hở ở giữa đúng bằng bề dày bản đứng của thanh biên, nhờ đó mà người ta luôn đầu thanh đứng và thanh xiên vào bản đứng của thanh biên rồi liên kết lại.

Loại nút gồm các thanh gắn trực tiếp vào nhau có cấu tạo đơn giản nhưng chỉ dùng cho các giàn nhỏ có nội lực trong thanh xiên, thanh đứng không lớn với điều kiện thành đứng của thanh biên tương đối rộng để có đủ chỗ tán đinh hoặc đủ chiều dài đường hàn.

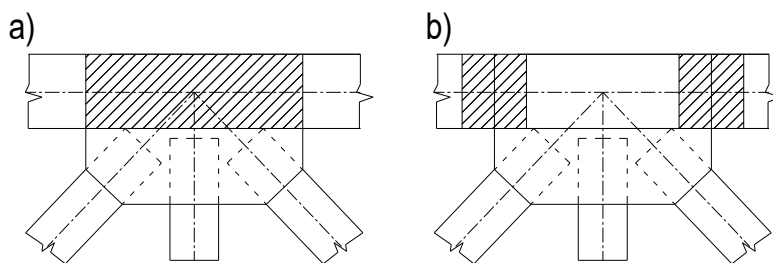


Hình 4.17. Cấu tạo nút giàn có các thanh gắn trực tiếp vào nhau

b) Nút có bản riêng rẽ

Các bản nút là các bản thép riêng rẽ đặt áp vào thành đứng của thanh biên và liên kết lại. Bản nút riêng rẽ có ưu điểm dễ lắp ráp, làm việc tốt, tăng mặt cắt cho thanh biên, tuy vậy tổn

thép. Đây là loại nút được dùng nhiều nhất hiện nay. Phần gạch chéo là phần bản nút chống lên bản đứng của thanh biên.



Hình 4.14. Cấu tạo nút giàn

a) Có bản nút riêng rẽ

b) Có bản nút chấp

c) Nút có bản nút chấp

Bản nút thay thế cho bản đứng của thanh biên và là một thành phần mặt cắt của thanh biên. Phần gạch chéo là bản táp để nối bản đứng của thanh biên với bản nút. Như vậy nếu so sánh về khả năng chịu lực thì bản nút riêng rẽ chịu lực tốt hơn vì nó tăng cường cho thanh và rất lợi cho việc phân bố điều hoà các luồng ứng suất.



Hình 4.19. Cấu tạo một nút giàn có bản nút riêng rẽ

So sánh hai kiểu nút riêng rẽ và bản nút chấp ta thấy rằng phần bản nút nằm ngoài phạm vi thành đứng của thanh biên trong cả hai trường hợp đều như nhau, vì kích thước phần này chỉ phụ thuộc vào mặt cắt và cách liên kết các thanh xiên thanh đứng. Đối với kiểu bản nút riêng phải tốn thêm một lượng thép bằng phần diện tích gạch chéo trên hình vẽ nằm trong phạm vi thành đứng của thanh biên, còn kiểu nút có bản nút chấp thì phải tốn thêm một lượng thép dùng làm các bản nối để nối bản nút với các bản đứng của thanh biên. Như vậy khi mặt cắt các thanh xiên và thanh đứng nhỏ thì bề rộng bản nút cũng nhỏ và cấu tạo nút có bản nút riêng sẽ hợp lý. Ngược lại, trường hợp giàn lớn thì cấu tạo nút có bản chấp sẽ có lợi hơn.

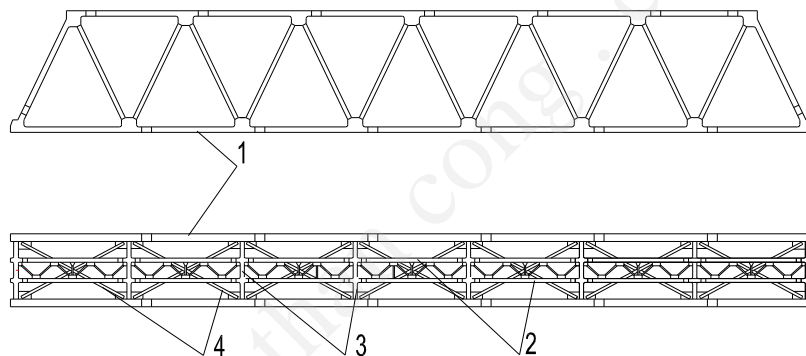
Nếu so sánh hai kiểu nút này về phương diện chịu lực thì kiểu nút có bản nút riêng làm việc tốt hơn, vì nó tăng cường cho thanh và rất có lợi cho sự phân bố điều hoà các luồng ứng suất.

Xét về mặt thi công kiểu nút có bản nút riêng cũng có ưu điểm hơn vì lắp ráp có phần đơn giản hơn.

Cả hai kiểu trên đều thường gặp trong các kết cấu nhịp cầu giàn, nhưng do các ưu điểm về mặt thi công nên trong thời gian gần đây kiểu nút có bản nút riêng rẽ được dùng nhiều hơn. Bên cạnh đó người ta dùng bản nút làm luôn cả nhiệm vụ bản nối cho thanh biên. Đặc điểm của mối nối thanh biên là toàn bộ mặt cắt (các thép góc và bản ngang) chỉ được nối bằng những bản nối đứng. Cạnh nằm ngang của các thép góc và bản ngang không được nối trực tiếp mà nội lực sẽ truyền qua cánh đứng của các thép góc. Cách nối như vậy làm cho các mặt cắt phía đầu thanh biên làm việc có phần không đồng đều, nhưng công việc chế tạo tại nhà máy lại đơn giản hơn nhiều.

4.5 . CẤU TẠO HỆ THỐNG DẦM MẶT CẦU

Hệ thống dầm mặt cầu bao gồm các dầm ngang và dầm dọc, có nhiệm vụ đỡ bộ phận mặt cầu chính



Hình 4.20. Sơ đồ hệ dầm mặt cầu trong kết cấu cầu giàn

1- Dầm chủ (giàn chủ) ; 2- Dầm dọc ; 3 – Dầm ngang ; 4 – Hệ liên kết dọc dưới

Trong những cầu giàn, thông thường hệ thống dầm mặt cầu được cấu tạo để bảo đảm truyền tải trọng vào các nút giàn. Các dầm ngang bố trí tại các nút giàn, các dầm dọc tựa lên dầm ngang.

Khoảng cách giữa các dầm dọc thường bằng 0,8 -:- 2,0 m cho loại mặt cầu gỗ, 1,0 -:- 2,5 m cho loại mặt cầu bằng bản BTCT. Vấn đề lựa chọn khoảng cách giữa các dầm dọc bằng bao nhiêu là tùy theo hoạt tải nặng hay nhẹ, loại kết cấu mặt cầu và sự cân nhắc về phương diện kinh tế sao cho lợi nhất.

Trong cầu xe lửa có khổ đường cố định nên dầm dọc thường đặt cách nhau chừng 1.9 – 2.0 m.

Dầm mặt cầu có mặt cắt chữ I. Khi nhịp của dầm ngắn và tải trọng nhẹ có thể dùng thép I cán sẵn. Nếu nhịp lớn hơn thì dùng dầm I ghép bằng đinh tán hoặc hàn. Chiều cao dầm so với chiều dài nhịp lấy vào khoảng 1/8 -:- 1/12 nếu là dầm I cán, và bằng 1/7 -:- 1/10 nếu là dầm ghép. Trong cầu xe lửa tỷ số đó là 1/5 -:- 1/7.

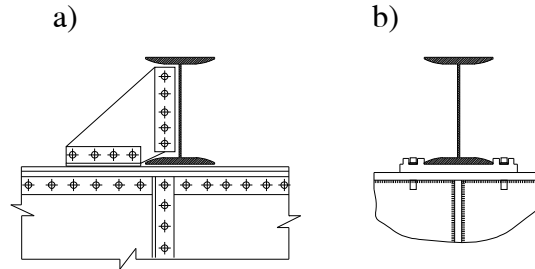
4.5.1. CẤU TẠO LIÊN KẾT DẦM DỌC DẦM NGANG

4.5.1.1. DẦM DỌC ĐẶT CHỒNG LÊN DẦM NGANG

Khi chiều cao kiến trúc của cầu không bị hạn chế thì có thể cho dầm dọc đặt chồng lên dầm ngang. Trong trường hợp này dầm dọc đặt ngay trên đỉnh dầm ngang và được liên kết với dầm ngang bằng một bảng tam giác, hoặc tán đỉnh hay bắt bulông liên kết biên dưới dầm vào

biên trên của dầm ngang. Ở đây dầm dọc cấu tạo liên tục. Để nhằm giảm bớt ứng suất phụ phát sinh trong dầm dọc do biến dạng của thanh biên giàn chủ, cách liên kết phải đảm bảo cho dầm dọc có khả năng di động dọc được và người ta thường đặt dầm dọc trên một gối tiếp tuyến.

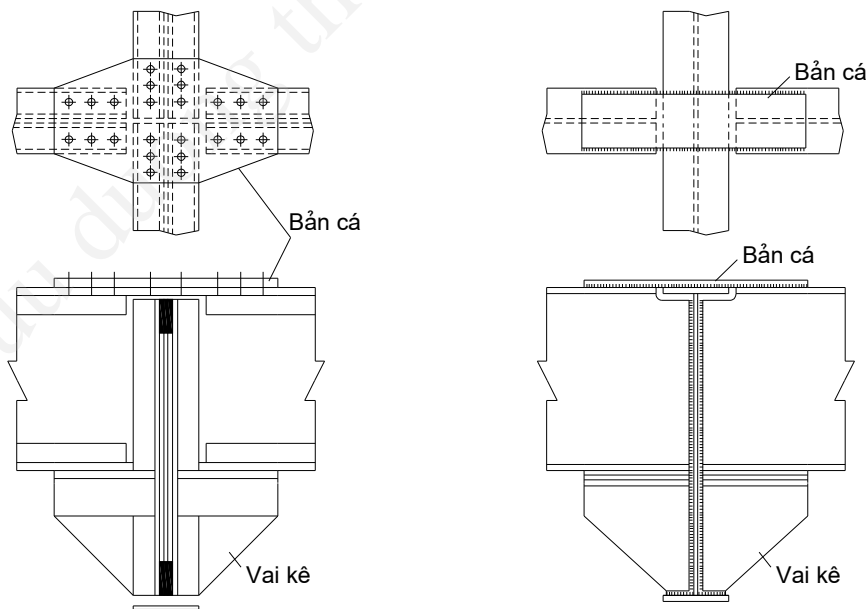
Ưu điểm của cách liên kết dầm dọc vào dầm ngang này là kết cấu đơn giản và lắp ráp dễ dàng, nhưng chiều cao kiến trúc trong trường hợp này khá lớn.



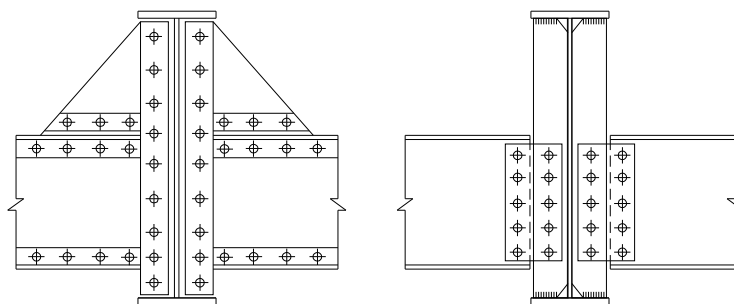
Hình vẽ 4.21. Liên kết dầm dọc đặt chồng lên dầm ngang

4.5.1.2. LIÊN KẾT CHO BIÊN TRÊN CỦA DẦM DỌC VÀ DẦM NGANG ĐẶT NGANG BẰNG

Đây là cách liên kết được áp dụng phổ biến nhất vì chiều cao kiến trúc nhỏ mà kết cấu lại vững chắc. Bản mặt cầu trong trường hợp này kê lên hệ thống dầm dọc dầm ngang cũng dễ dàng hơn. Ở đây biên trên của dầm dọc được nối liền bằng “bản con cá” đã đảm bảo cho dầm làm việc có tính chất liên tục. Ở phía bên dưới dầm dọc cũng có vai kê tam giác đỡ. Nếu dầm dọc và dầm ngang có chiều cao bằng nhau thì cách liên kết sẽ đơn giản hơn nữa, người ta dùng bản con cá để nối biên trên và biên dưới của dầm dọc, còn sườn dầm sẽ được nối vào dầm ngang qua các thép góc liên kết.



Hình 4.22. Liên kết biên trên của dầm dọc và dầm ngang đặt ngang bằng



Hình 14.23. Liên kết dầm dọc đặt thấp hơn dầm ngang

Dầm dọc đặt thấp hơn dầm ngang : Đây là cách liên kết cũng hay được sử dụng, vì chiều cao kiến trúc trong trường hợp này nhỏ nhất, đặc biệt là trong cầu xe lửa. Người ta dùng thép góc liên kết và vai kê tam giác để nối dầm dọc vào dầm ngang hoặc đối với dầm hàn thì dùng bản nối.

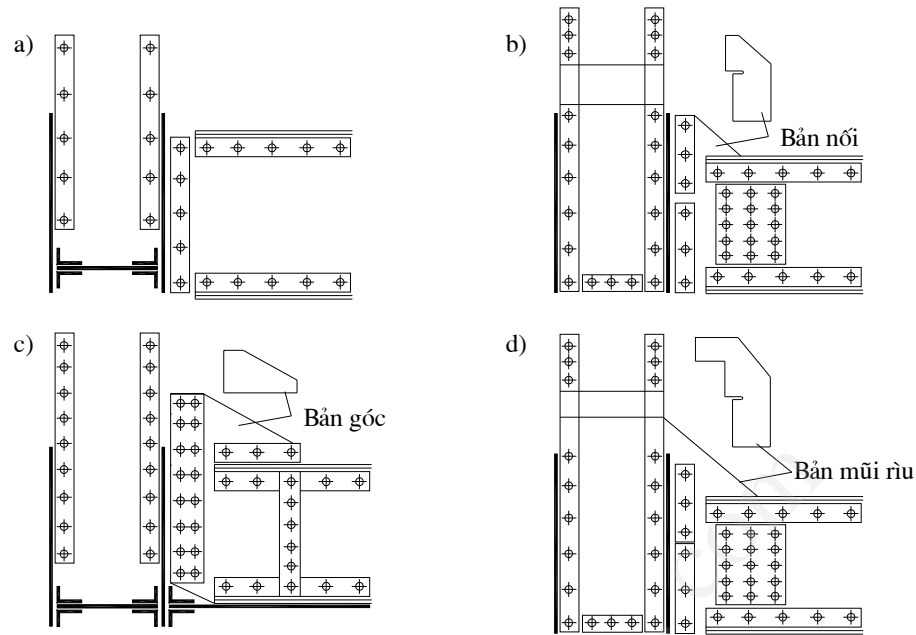
4.5.2. LIÊN KẾT DẦM NGANG VÀO GIÀN CHỦ

Đặt dầm ngang chồng lên thanh biên trên giàn chủ sẽ đơn giản nhất về phương diện cấu tạo, nhưng vì chiều cao kiến trúc lớn cho nên cách này chỉ dùng trong những trường hợp chiều kiến trúc không bị hạn chế.

Để giảm bớt chiều cao kiến trúc của kết cấu nhịp, người ta đặt dầm ngang thấp xuống ngang với biên trên của giàn chủ. Trong cầu đi dưới liên kết dầm ngang vào giàn chủ cũng theo những phương pháp liên kết như đối với cầu đi trên. Đơn giản nhất là dùng thép góc liên kết áp cánh và tán đỉnh vào sườn dầm ngang. Trường hợp cần thiết phải tăng diện tán đỉnh thì có thể thực hiện bằng cách dùng thép góc cỡ lớn hơn cho phép tán hai hàng đỉnh hoặc cấu tạo thêm bản góc. Ở đây mỗi liên kết bản góc với dầm ngang có thể không thật chắc chắn và do các đỉnh tán liên kết bị biến dạng, nên thép góc liên kết sẽ làm việc chịu kéo với nội lực bằng phản lực truyền cho toàn bộ các đỉnh tán bố trí trên cánh thép góc liên kết thuộc phạm vi bản góc.

Khi chiều cao sườn dầm ngang không đủ bố trí được 60% -70% tổng số đỉnh tán cần thiết để liên kết dầm ngang vào giàn chủ thì người ta thường dùng đến bản chấp để mở rộng diện tán đỉnh liên kết. Mỗi nối bản chấp với sườn dầm giải quyết bằng các bản nối.

Nối dầm ngang vào giàn chủ theo những cách trình bày trên có một nhược điểm chung, là các đỉnh tán này nằm ở phần trên của thép góc liên kết bằng cách áp vào bản nút để bị kéo đứt đầu đỉnh. Đó là cách chịu lực rất bất lợi cho đỉnh tán. Dùng bản “mũi rìu” sẽ khắc phục được hiện tượng này, đồng thời cũng làm cho mỗi liên kết chắc chắn hơn và áp lực từ dầm ngang truyền sang hai nhánh của các thanh giàn chủ cũng đều hơn. Tuy vậy bản mũi rìu có khuyết điểm là lắp ráp khó khăn, phải lách bản đó vào khe giữa hai nhánh thanh đứng giàn chủ. Cho nên mặc dù có những ưu điểm, kết cấu kiểu này ngày nay hầu như hoàn toàn không dùng.



Hình 4.20. Các cách liên kết dầm ngang vào giàn chủ trong cầu đi dưới

Hệ thống dầm mặt cầu trong kết cấu nhịp bao giờ cũng bị lôi cuốn vào chịu lực với giàn chủ dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng. Trong các dầm dọc sẽ xuất hiện nội lực dọc phụ và trong các dầm ngang sẽ có hiện tượng uốn ngang và xoắn. Sự phát sinh nội lực phụ trong hệ dầm mặt cầu diễn biến như sau:

Dầm dọc mặt cầu làm việc chịu uốn dưới tải trọng thẳng đứng sẽ không thay đổi chiều dài dầm, trong khi đó các thanh biên giàn chủ ở mức mặt cầu bị biến dạng dài ra hoặc ngắn lại dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng, và chiều dài thay đổi rõ rệt. Kết quả là dầm dọc phải biến dạng theo và sản sinh lực dọc phụ, còn dầm ngang sẽ bị uốn đi trong mặt phẳng ngang và thường kèm theo hiện tượng xoắn.

Các dầm ngang ở đầu thường bị uốn ngang nhiều nhất nên ở trong trạng thái chịu lực bất lợi hơn cả. Đối với các dầm dọc thì nội lực phụ sẽ có trị số lớn nhất trong các dầm thuộc khoang giữa nhịp. Chiều dài nhịp giàn càng lớn thì nội lực phụ trong hệ dầm mặt cầu càng lớn và càng đáng kể. Cho nên muốn giảm bớt nội lực phụ cần phải giảm bớt ảnh hưởng do biến dạng của thanh biên giàn chủ. Trong những kết cấu nhịp có chiều dài lớn, người ta giải quyết bằng cách phân mặt cầu thành những đoạn có chiều dài khoảng 50-60m. Dầm dọc mặt cầu tại những vị trí đó được cấu tạo gián đoạn.

4.3. CẤU TẠO HỆ THỐNG LIÊN KẾT TRONG CẦU GIÀN THÉP

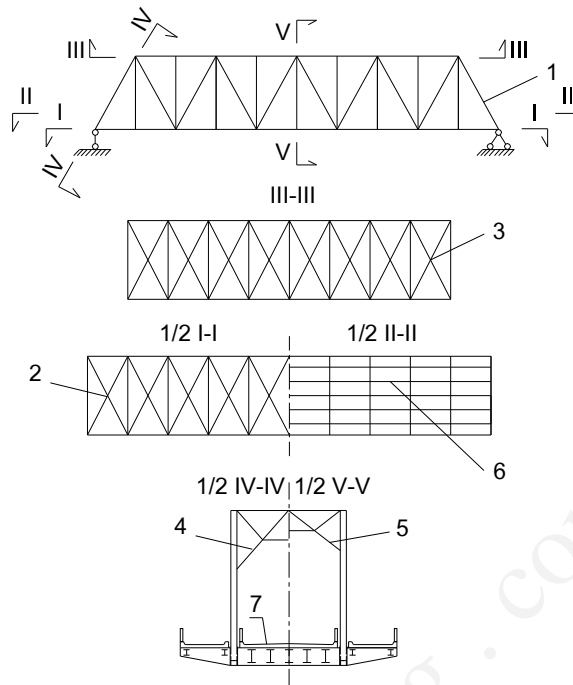
4.3.1. KHÁI NIỆM HỆ LIÊN KẾT

Trong cầu giàn hệ liên kết có hai nhiệm vụ chính:

+ Liên kết các giàn chủ thành một hệ không gian làm cho kết cấu nhịp trở thành một kết cấu không gian không biến hình.

+ Tiếp nhận tải trọng ngang (tải trọng gió, lực xô ngang của hoạt tải) và phân phối tải trọng cho các nút giàn và truyền xuống gối cầu.

Có hai loại liên kết: Hệ liên kết dọc và hệ liên kết ngang



Hình 4.15. Bố trí hệ thống liên kết trong cầu

- | | |
|-------------------------------|---|
| 1. Giàn chủ | 5. Hệ liên kết ngang ở vị trí thanh đứng (treo) |
| 2. Hệ liên kết dọc dưới | 6. Hệ dầm mặt cầu |
| 3. Hệ liên kết dọc trên | 7. Mặt cầu và lớp phủ mặt cầu |
| 4. Hệ liên kết ngang cổng cầu | |

Liên kết dọc bố trí dọc theo biên trên hoặc biên dưới của giàn chủ và có nhiệm vụ chủ yếu là tiếp nhận những tải trọng ngang. Liên kết ngang bố trí trong những mặt phẳng của các thanh đứng hoặc các thanh xiên của giàn với mục đích chính là phân phối tải trọng giữa các giàn.

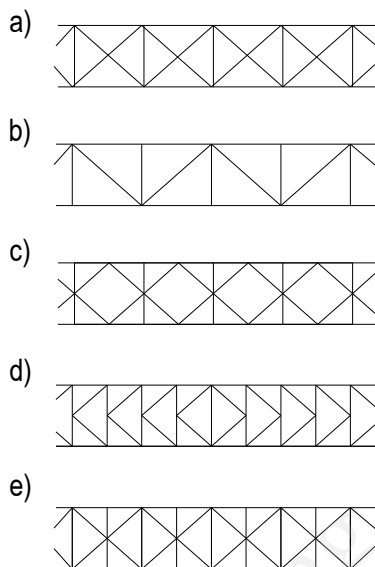
Thanh biên giàn chủ đồng thời làm nhiệm vụ thanh biên của giàn liên kết dọc. Gối của giàn chủ cũng làm nhiệm vụ gối của giàn liên kết. Giàn liên kết trên sẽ truyền lực qua các hệ liên kết ngang ở gối có tên là cổng cầu xuống gối cầu. Ngoài ra trong cầu xe lửa còn cấu tạo thêm hệ liên kết chịu lực hãm hay còn gọi là khung truyền lực hãm bố trí ở mức biên giàn có mặt cầu. Khung truyền lực hãm tiếp nhận lực hãm từ dầm dọc rồi truyền trực tiếp sang nút giàn và qua thanh biên tới gối cầu cố định, giữ cho dầm ngang không bị uốn đi trong phương ngang.

4.3.2. HỆ LIÊN KẾT DỌC

Trong cầu giàn chạy trên bố trí cả hệ liên kết dọc trên và hệ liên kết dọc dưới. Trong cầu giàn chạy dưới khi chiều cao giàn chủ thấp để đảm bảo tĩnh không thông xe chỉ bố trí hệ liên kết dọc dưới, cầu giàn loại này gọi là cầu giàn hở. Đối với cầu ô tô khi mặt cầu bằng bản BTCT đặt trực tiếp và liên kết chặt với biên giàn chủ thì có thể không cần bố trí liên kết dọc ở mức của biên đó, trừ trường hợp cần bố trí do yêu cầu thi công.

Hệ liên kết dọc có các dạng như hình vẽ (hình 4.26) trong đó các thanh biên của hệ liên kết dọc chính là các thanh biên của giàn chủ, dầm ngang cũng có thể là thanh ngang của hệ liên

kết dọc ở đường biên xe chạy. Các thanh của hệ liên kết dọc thường được cấu tạo từ thép góc. Các thanh này liên kết với thanh biên của giàn chủ không qua bản nút. Các bản nút này được gắn trực tiếp với thép góc nẹp hoặc với thành đứng của thanh biên.



Hình 4.26. Các kiểu hệ liên kết dọc

Kiểu hình quả trám (hình 4.26c) giảm được chiều dài tự do của thanh biên đi một nửa và làm cho công các tán đỉnh mỗi thanh biên có phần dễ giằng hơn, nhưng bên cạnh đó lại gây ra hiện tượng thanh biên bị uốn cong trong mặt phẳng ngang.

Hệ liên kết tam giác (hình 4.26b) cũng có nhược điểm như vậy và chỉ sử dụng trong kết cấu nhịp nhỏ.

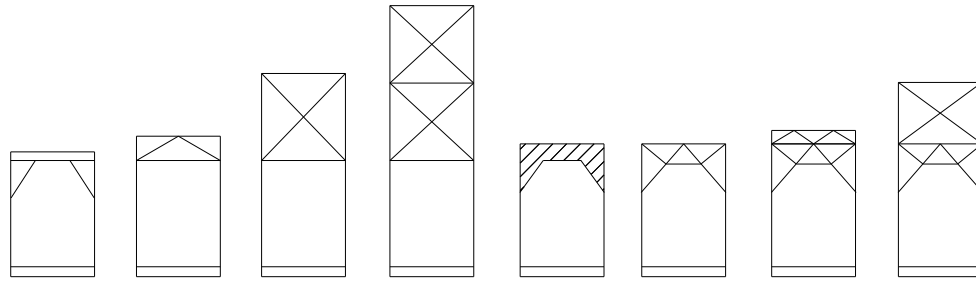
Kiểu liên kết được xem là ưu điểm nhất là kiểu liên kết chữ thập (hình 4.26a). Đó là kiểu liên kết chắc chắn, làm tăng độ cứng của kết cấu nhịp.

Khi khoảng cách giữa các giàn chủ lớn hơn nhiều so với chiều dài khoang, nhất là trong các cầu thành phố, những kiểu liên kết K, chữ thập có thêm thanh chống ngang (Hình d,e) thường được sử dụng. Tuy nhiên kiểu liên kết chữ K cũng gây ra hiện tượng uốn ngang đối với các thanh chống ngang, do đó kiểu liên kết chữ thập có thêm thanh chống ngang tuy bị khuyết điểm làm cho kết cấu phức tạp nhưng vẫn được xem là ưu điểm hơn.

Tại nút tốt nhất là cấu tạo sao cho giao của đường trục các thanh nằm trên đường trục thanh biên giàn chủ. Tuy nhiên, quy trình cũng cho phép được lệch đi nhưng vẫn phải rơi vào trong phạm vi mặt cắt thanh biên để giảm nhỏ kích thước bản nút.

4.3.3. HỆ LIÊN KẾT NGANG

Liên kết ngang được bố trí trong mặt phẳng vuông góc tim cầu, liên kết ngang ở đầu cầu gọi là cổng cầu, liên kết ngang tại cổng cầu thường có cấu tạo mặt cắt lớn hơn các thanh khác. Liên kết ngang được bố trí tùy theo cầu chạy trên hay chạy dưới, bề rộng cầu và chiều cao giàn chủ. Đối với cầu chạy dưới liên kết ngang có thể cấu tạo như hình 4.27.



Hình 4.27. Các kiểu liên kết ngang trong cầu chạy dưới

Ở đây xà ngang có thể là một dầm, cũng có thể là một giàn tùy theo chiều cao giàn chủ và chiều cao cần thiết cho xe cộ chạy qua.

Mặt cắt các thanh trong hệ liên kết ngang thường là thép góc tương tự như hệ liên kết dọc.

Trong cầu chạy dưới cổng cầu là bộ phận quan trọng của kết cấu nhịp, thanh chống ngang ở chân của cổng cầu chính là dầm ngang tại gối, còn thanh ngang ở trên cũng có thể là một dầm hoặc một giàn.

4.4. ĐẶC ĐIỂM CẤU TẠO CẦU GIÀN THÉP THEO TIÊU CHUẨN 22TCN 272 -01

Chức năng, cấu tạo của các cấu kiện giàn trong một chủng mực nào đó phụ thuộc vào sự cải tiến vật liệu sẽ được trình bày trong các mục sau đây.

4.4.1. VẬT LIỆU

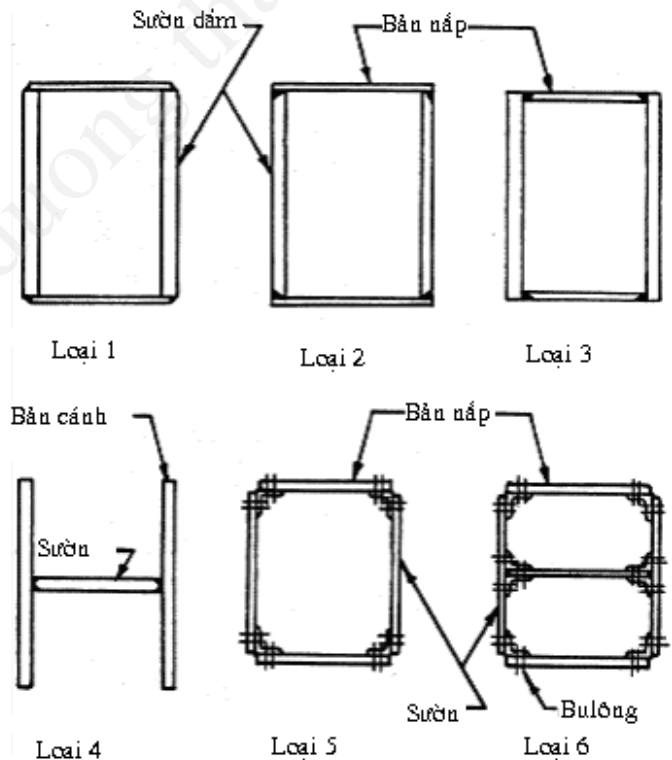
Do cầu giàn có thể vượt được nhịp dài hơn, nên cầu giàn trở thành một phương pháp tự

nhiên nhằm giới thiệu các loại thép mới bao gồm các loại thép silicon trong giai đoạn đầu của thế kỷ này, thép chịu phong hoá, thép - đồng, thép hợp kim kẽm, và thậm chí cả thép hợp kim tôi và trui có cường độ giới hạn cao như là tiêu chuẩn ASTM A514/A517. Loại thép chịu phong hoá đầu tiên đã được sử dụng trong giàn thép suốt 25 năm đầu tiên của thế kỷ 20 và được nhận định là có khả năng chịu phong hoá cho đến tận thời gian gần đây.

Tính đến thời điểm năm 1998, thép có ứng suất chảy 345 MPa bắt đầu thống trị, với một số giàn sử dụng vật liệu có cường độ cao hơn đặc biệt là dùng cho cầu có nhịp rất lớn. Việc sản xuất được loại thép hiệu suất cao hiện nay (HPS) của ngành luyện kim thế giới đã tiến tới sự phát triển của các loại thép có cường độ tương đối cao ví dụ như loại thép có ứng suất chảy đạt $\geq 485\text{MPa}$, có tỷ lệ ứng suất chảy/căng kéo đạt đến mức yêu cầu là 0.85, có độ dẻo rất lớn có thể ngăn chặn sự đứt gãy của thép và với đặc tính này thì các thiết kế cấu kiện đứt gãy – tới hạn giảm hạn chế nhiệt độ và giảm việc nung nóng trước. Loại vật liệu mới này không những chỉ tăng hiệu suất của thép mà còn có chi phí cũng hết sức hiệu quả khi sử dụng các cấu kiện hộp quy ước và các cấu kiện hình chữ I trong thiết kế giàn, những cũng có thể dẫn đến việc sử dụng các cấu kiện dạng ống và khớp giàn đúc sẵn.

Hiệu quả gia tăng của các loại vật liệu mới cũng như là các tiến bộ trong ngành công nghiệp luyện kim và cơ khí đã tạo điều kiện áp dụng rộng rãi liên kết hàn tại hiện trường của các cấu kiện hình chữ I với các nút. Việc sử dụng các cấu kiện giàn bằng bê tông tính năng cao (High Performance Concrete) có thể được phát triển mà trong đó bê tông hoạt động giống như sườn tăng cứng tổng hợp với bản thép tương đối mỏng trong các cấu kiện chịu nén.

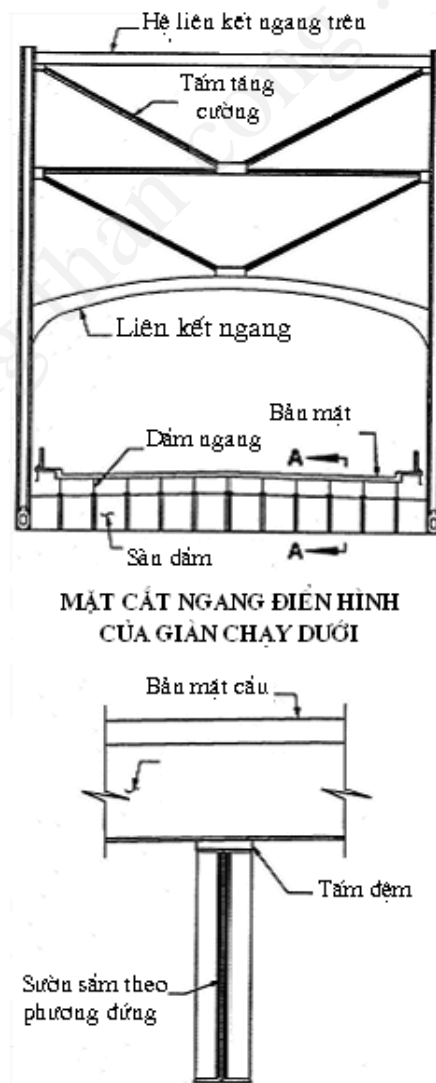
Các loại vật liệu tổng hợp tiên tiến có thể đem đến hiệu quả giàn cao hơn. Ví dụ như các kiểu ống thép nhồi bê tông dùng cho cấu kiện chịu nén được phát triển áp dụng cho kiểu kết cấu giàn-vòm. Các cấu kiện chịu kéo liên hợp yêu cầu phải có chất liên kết, ví dụ như keo, trước khi nó có thể tạo ra mối nối chịu mỏi.



Hình 4.5 Mặt cắt ngang của các cấu kiện giàn hiện đại

4.4.2. HỆ THỐNG DẦM MẶT CẦU

4.4.2.1. HỆ THỐNG DẦM MẶT CẦU QUY ƯỚC ĐỘC LẬP VỚI HỆ THANH MẠ CỦA GIÀN



Hình 4.9 Mặt cắt ngang của giàn điển hình

Thiết kế hợp lý hệ thống hoặc dầm dọc và dầm sàn có thể làm tăng thêm cường độ, độ cứng và độ bền của cả hệ thống kết cấu giàn đồng thời có thể loại bỏ được nhiều nguyên nhân gây ra hiện tượng thoát nước không kiểm soát được, và do đó tránh bớt nguy cơ gỉ sét, giảm được chi phí bảo dưỡng giàn. Mặt cắt ngang giàn chạy dưới điển hình thể hiện trong hình 4.9.

Hầu hết các thiết kế giàn hiện đại tiếp tục sử dụng bản mặt cầu bê tông, cũng như là lưới thép có lắp lỗ bằng bê tông, hoặc lưới thép và hệ thống bê tông liên hợp như là các loại bản mặt cầu có tuổi thọ và hiệu quả cao. Loại bản mặt cầu trực hướng cứng có thể áp dụng hiệu quả trong một số cầu nhịp lớn để giảm tĩnh tải.

4.4.2.2. HỆ THỐNG BẢN MẶT CẦU QUY ƯỚC GẮN LIỀN VỚI HỆ THANH MẠ CỦA GIÀN

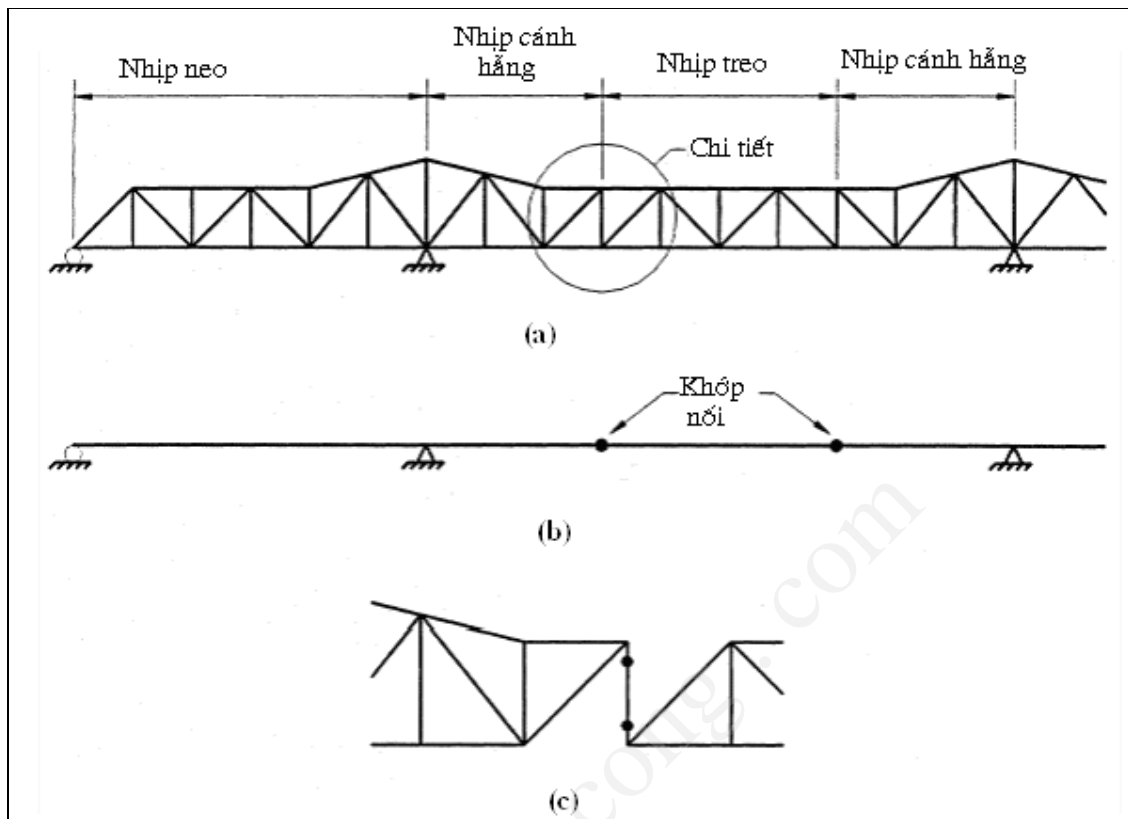
Cho đến nay, hệ thống bản mặt cầu hầu hết đều được thiết kế có cấu tạo riêng biệt khỏi hệ thống giàn đỡ chính. Do nhu cầu nâng cao hiệu quả và giảm chi phí cũng như là tăng cường độ chịu lực dư, tính liên tục mà có thể kết hợp bản mặt cầu với hệ giàn chủ. Bản mặt cầu trực hướng được sử dụng như một bộ phận của thanh mạ của giàn trên hoặc thanh mạ của giàn dưới trong một số cầu ở nước ngoài. ví dụ Cầu Thăng Long đã áp dụng loại giàn có bản trực hướng gắn liền với các thanh mạ trên. Các thanh mạ của giàn và bản mặt cầu liên hợp có khả năng sẽ giảm bớt nhiều khớp nối hơn trong hệ thống bản mặt cầu. Nhìn chung trong tất cả các loại kết cấu cầu, việc giảm bớt các khớp nối được coi như là một sự phát triển hợp lý.

Việc sử dụng bản mặt cầu trực hướng như là một bộ phận của hệ thống thanh mạ của giàn có thể gợi ý cho việc sử dụng bản mặt cầu bằng bê tông cốt thép hoặc bê tông dự ứng lực theo cách thức tương tự. Tất nhiên điều này sẽ dẫn đến việc tập trung tải trọng lên thanh mạ của giàn tại một điểm khác trên khoang giàn. Có thể chọn giải pháp là bố trí cấu tạo sao cho các cấu kiện thanh mạ của giàn trực tiếp đỡ bản mặt cầu phần xe chạy trên toàn bộ chiều dài của cấu kiện chứ không đơn giản chỉ tại các điểm trên khoang giàn.

4.4.3. CÁC CHI TIẾT ĐẶC BIỆT

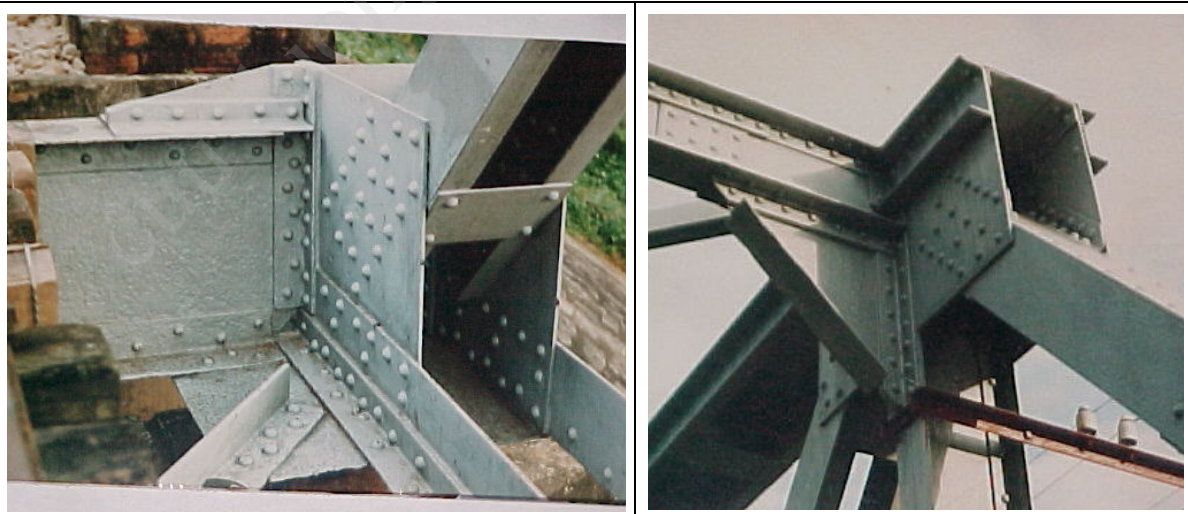
4.4.3.1. PHẦN GIÀN ĐEO VÀ MÔ HÌNH THANH MẠ CỦA GIÀN HẰNG

Sơ đồ cầu giàn hằng đã được trình bày trong mục 4.1.3.3b. Hệ thống kết cấu này có thể tạo ra hiệu quả kinh tế cao nhất trong phương pháp thi công liên tục cũng như là thi công nhịp dài hơn có tính liên tục, đồng thời làm đơn giản hoá hệ kết cấu được xác định bằng phương pháp tĩnh học.. Hình 4.10a giới thiệu ví dụ cấu tạo giàn Warren có 3 nhịp liên tục. Cấu tạo thanh chéo song song trong chi tiết hình 4.10a cho thấy rằng hệ thống khung dầm trong giàn Warren tiêu chuẩn đã từng bị gián đoạn. Hệ thống tĩnh định dầm cho giàn lắp hằng được xác định bằng thanh các chéo song song được thể hiện trong hình 4.10b. Tính liên tục của giàn bị gián đoạn khi đặt 2 điểm dọc theo kết cấu mà thanh mạ của giàn không chịu lực dọc trực, tạo ra một liên kết “chỉ có lực cắt”. Đây chính là khớp nối kết cấu. Phân kết cấu nhịp giữa hai khớp nối thường được gọi là “nhịp giàn đeo”. Phần còn lại của kết cấu giàn chính được gọi là “cánh hằng” và “nhịp neo” như minh hoạ trong Hình 4.10a. Cấu tạo để đỡ nhịp treo được thể hiện trong Hình 4.10c. Hình này chỉ ra rằng 2 thanh mạ của giàn sẽ bị bỏ đi và thay vào đó là khớp nối trong bản giằng, hoặc thanh treo, truyền tải trọng của nhịp treo lên nhịp neo. Cấu tạo có thanh giằng và 2 khớp nối cho phép các phần của kết cấu có thể được co giãn một cách tương đối. Ví dụ điển hình về loại giàn hằng có nhịp giàn đeo là cầu Long-biên ở Hà nội được xây dựng qua sông Hồng từ năm 1902.



Hình 4.10 Giàn treo hẫng

Đôi khi, một vài thanh má của giàn trên và dưới được đưa thêm vào kết cấu chỉ để tạo vẻ đẹp về kết cấu và không có ý nghĩa về chịu lực, chúng được nối với nhau bằng khớp nối theo phương pháp sao cho chúng không phải chịu tải dọc trục. Các phần tử này được gọi là “thanh má của giàn giả” hoặc “thanh má của giàn mô hình”.



Hình 4.11: Nút đầu giàn ở má hạ và má thượng

4.4.3.2. CÁC CẤU KIỆN TỔ HỢP

Tổng quát

Các phân bố chính của các cấu kiện chịu kéo được tổ hợp từ thép hình cán hoặc hàn phải được liên kết hoặc bằng các bản liên tục có hoặc không khoét lỗ, hoặc bằng các bản nối có hoặc không có thanh nẹp. Các liên kết hàn giữa thép hình và các bản thép phải liên tục.

Các bản khoét lỗ

Tỷ lệ của chiều dài theo phương của ứng suất với chiều rộng của các lỗ không được vượt quá 2,0.

Khoảng cách tịnh giữa các lỗ theo phương của ứng suất không được nhỏ hơn khoảng cách ngang giữa các đường bulông hoặc đường hàn gần nhất. Khoảng cách tịnh giữa đầu của bản và lỗ thứ nhất không được nhỏ hơn 1,25 lần khoảng cách ngang giữa các bulông hoặc đường hàn.

Chu vi đường tròn của các lỗ phải có bán kính tối thiểu là 38 mm.

Các chiều rộng không được chống đỡ ở các mép của các lỗ có thể giả định là góp phần vào diện tích thực của bộ phận.

ở chỗ nào các lỗ được bố trí so le theo các bản khoét lỗ ngược nhau, diện tích thực của bộ phận phải được xem như cùng diện tích của mặt cắt có các lỗ trong cùng mặt phẳng ngang.

4.4.3.3. CÁC THANH CÓ TẠI TREO

Các thanh có tại treo phải có chiều dày đồng đều, không nhỏ hơn 14 mm hoặc lớn hơn 50 mm.

Bán kính chuyển tiếp giữa đầu và thân của thanh có tại treo không được nhỏ hơn chiều rộng của đầu tại đường tim của lỗ chốt.

Chiều rộng thực của đầu tại đường tim của lỗ chốt không được nhỏ hơn 135% chiều rộng cần thiết của thân.

Kích thước thực của đầu ở bên ngoài lỗ chốt lấy theo phương dọc không được nhỏ hơn 75% của chiều rộng của thân.

Chiều rộng của thân không được vượt quá tám lần chiều dày của nó.

Tim của lỗ chốt phải được đặt trên trục dọc của thân của thanh có tại treo. Đường kính lỗ chốt không được lớn hơn đường kính chốt 0,8 mm.

Đối với các loại thép có cường độ chảy dẻo nhỏ nhất chỉ định lớn hơn 480 MPa, đường kính lỗ không được vượt năm lần chiều dày của thanh có tại treo.

Đệm chèn

Các thanh có tại treo của một bộ phải đối xứng đối với mặt phẳng trung tâm của cấu kiện và càng song song càng tốt. Chúng phải được ngăn giữ chống lại sự chuyển động nằm ngang trên các chốt và chống lại sự cong vênh nằm ngang do sự chéo của cầu.

Các thanh có tại treo phải được bố trí để các thanh kê ở trong cùng khoang được tách ra ít nhất là 14 mm. Phải có các vòng đệm để đệm mọi khe hở giữa các thanh có tại treo kê nhau trên một chốt. Các thanh chéo giao nhau đều không đủ xa để không trở ngại lẫn nhau ở mọi lúc thì phải được kẹp chặt lại cùng nhau ở chỗ giao nhau.

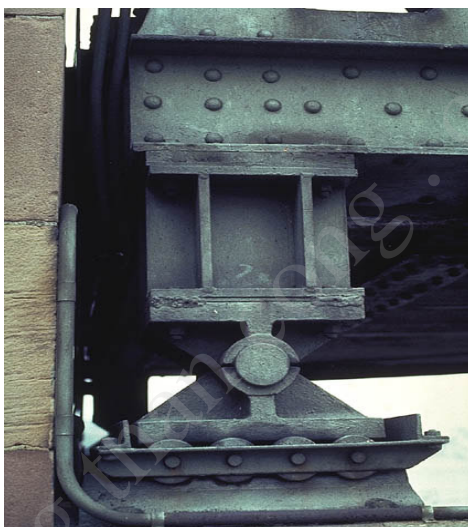
4.4.3.4. GỐI

Về phương diện gối, thì phương pháp lắp hẫng thường có vài ưu điểm khác. Các gối dùng trên trụ chính có thể được cố định vào với đỉnh dầm, và các thanh mạ của giàn được giằng khung vào một điểm có thể được đóng đinh chốt vào với bản nối. Điều này tạo ra một liên kết giản đơn không phải bảo dưỡng để chịu phản lực chính của cầu.

Các gối trên trụ biên tại đầu của các giàn neo đôi khi có hình dáng đặc biệt. Phụ thuộc

vào yêu cầu của điều kiện công trường hoặc nhằm giảm chi phí, nhịp biên đôi khi tương đối ngắn do đó thậm chí ngay dưới tĩnh tải thì phản lực trên trụ biên là phản lực âm gây ra lực nhổ lên ngay cả khi chỉ có tĩnh tải tác dụng. Dưới một số sơ đồ hoạt tải, thì lực nhổ này sẽ tăng lên nữa. Khi điều kiện này tồn tại thì giá treo giống với giá treo nêu trong mục 4.5.1 có thể được sử dụng để liên kết gối cố định với trụ, và được liên kết với lưới thép bao quanh hoặc thiết bị tương tự được dùng để gắn tải trọng trụ nhằm giữ chặt kết cấu phần trên.

Nói chung các loại gối để chịu phản lực âm (lực nhổ) đều rất phức tạp. Hiện nay ở Việt nam không có cầu giàn nào được đặt kiểu gối này mà chỉ có các cầu dây xiên như cầu Mỹ Thuận (Long an) và cầu Kiên (Hải phòng) có đặt loại gối chịu lực nhổ do Nhật bản chế tạo. Thanh giằng liên kết trong loại gối này tạo điều kiện thuận lợi cho chuyển động tương đối của kết cấu nhịp so với kết cấu phần dưới do yêu cầu của sự giãn nở và co ngót. Chiều dài của biên độ lắc kiểu vòm của thanh giằng được thiết kế sao cho có thể loại bỏ độ chuyển vị đứng liên quan đến biên độ lắc của thanh giằng.



Co le nen bo hình ve nay vì qua xau

Tại vị trí phản lực dương có thể xuất hiện dưới toàn bộ tải trọng, gối trên trụ nhịp sau có thể là bộ phận cân bằng, ổ trục con lăn như được thể hiện trong Hình 4.17. Điều này hết sức cần thiết để gối có thể tạo ra độ co, giãn trong khi hạn chế đến mức tối thiểu các lực tác dụng lên trụ và cho phép quay xung quanh trục uốn chính của cầu. Tùy thuộc vào sự tham khảo của nhà thiết kế mà các gối này có thể hoặc không thể chịu được lực ngang trên kết cấu ví dụ như các tải trọng gió tác dụng lên trụ theo phương ngang. Trong một số trường hợp, gối thanh mạ của giàn đảm nhận chức năng này thông qua các thanh dẫn hướng hoặc chốt và, trong một số trường hợp là một gối gió riêng biệt như được thể hiện trong hình 4.18 được bố trí để chịu tải trọng theo phương ngang tác dụng lên trụ tách riêng khỏi các gối thanh mạ của giàn chính.

Tại vị trí kết cấu liên tục, ngược với đúc hẫng thì cần phải có 3 trong số 4 gối nhịp đỡ giàn 3 nhịp điển hình phải dịch chuyển. Độ chuyển vị của từng gối một trong các gối này sẽ phải lớn hơn so với độ chuyển vị của gối đó đối với giàn đúc hẫng có chiều dài có thể so sánh được, và điều kiện cân bổ sung sẽ được đặt trên gối tại 1 trong 2 trụ chính có chuyển vị, do phản lực lớn theo phương thẳng đứng sẽ truyền lên tại điểm này. Thêm vào đó, cầu liên tục sẽ có 2 khớp nối co giãn thay vì có 4 khớp nối co giãn như của cầu đúc hẫng, điều này vừa là ưu điểm mà cũng là nhược điểm. Đối với cầu liên tục, các khớp nối này phải có kích thước lớn hơn so với khớp nối của cầu lắp hẫng và vì thế mà sẽ đắt hơn. Mặt khác, xu hướng giảm bớt các khớp nối trong kết cấu để giảm thiểu sự hư hại từ hiện tượng thoát nước bản mặt cầu khuyến khích sử dụng kết cấu liên tục. Nói chung thì các khớp nối co giãn bổ sung, mối nối bản mặt cầu và kim loại khớp nối sử dụng trong cầu đúc hẫng đòi hỏi sự bảo dưỡng trên mức trung bình.

4.4.3..5. GIÀNG GIÓ VÀ GỐI CHỊU LỰC THEO PHƯƠNG NGANG

Tải trọng gió tác động lên nhịp treo trong cầu lắp hẫng sẽ do gối trên trụ gánh chịu. Do đó, tải trọng gió cần được các tấm bản được liên kết khung với thanh mạ của giàn giả đỡ. Đặc biệt là trong kết cấu giàn chạy dưới thì toàn bộ tải trọng gió trên nhịp treo sẽ tác động lên thanh treo và sẽ có một thiết bị đặc biệt được sử dụng để truyền các lực ngang tại cao độ thanh mạ của giàn dưới từ nhịp treo lên nhịp neo. Hợp lưu tải trọng gió tác động lên hệ giàn ngang trên trong mặt phẳng của khớp nối thanh mạ của giàn trên sẽ được truyền lên nhịp neo vì lực cắt tại khớp nối thanh mạ của giàn dưới và mô men xoắn cần phải phản lực lại để truyền tải trọng từ thanh mạ của giàn trên đến thanh mạ của giàn dưới sẽ được chịu giống với các phản lực thẳng đứng tương đương và ngược chiều trên cánh treo. Sau đó các lực tại thanh mạ của giàn dưới được truyền từ nhịp treo lên nhịp hẫng qua một chi tiết gọi là “giàng gió” được thể hiện trong hình 6.19. Do khoảng cách của các khớp nối thanh mạ của giàn tại nhịp treo mà lực ngang sẽ tạo ra mômen xoắn trong mặt phẳng của hệ ngang dưới khi lực cắt được truyền qua khe co giãn. Thêm vào đó, do độ chuyển vị do co giãn xuất hiện tại điểm này mà cho phép có một số cấu kiện ngang được lắp dọc theo cấu kiện co, giãn. Vì thế cho nên, có 4 tới chi tiết đỉnh chốt được thể hiện trong hình 4.19. Có thanh giàng ngang cho phép đu đưa từ trước ra sau cho phép độ chuyển vị tương đối tại khớp giàn hờ. Mômen xoắn xuất hiện do lực cắt sẽ tác động lên các cấu kiện từ khớp giàn vào điểm của panel tiếp theo của nhịp treo. Các cấu kiện này tạo ra một đòn bẩy để phản lại mô men xoắn và hạn chế sự quay xoắn đáng kể của then gió.

Các chi tiết điển hình của quá trình thực hiện truyền tải trọng gió được thể hiện trong hình 6.20a và 6.20b. Hình 6.20a thể hiện chi tiết bắt nhịp khớp nối hờ giữa nhịp treo và nhịp neo. Và cũng thể hiện cả các cấu kiện liên kết ngang. Các cấu kiện phản lực tạo ra đòn bẩy để chịu mômen xoắn cũng được thể hiện trong hình này, và lại được thể hiện trong hình 4.20b. khi chúng hội tụ tại điểm đặt lực chung trong giàn ngang của nhịp treo.

Trong trường hợp giàn liên tục, do không có khớp nối hờ nên không cần phải có chi tiết giống với then chốt như đã nói ở trên. Có thể nhìn thấy trên mặt bằng chắc chắn là phải có độ lệch tâm giữa đường tâm lực ngang và đường tâm gối. Nó sẽ được liên kết vào hệ tam giác để chịu độ lệch tâm trong suốt thời gian hoạt động của giàn, để không bị uốn cong. Các chi tiết này thường đơn giản hơn rất nhiều so với then gió tại nhịp treo bởi vì không cần thiết phải loại bỏ cả sự giãn nở và co ngót cùng một lúc trong hệ giàn ngang. Vấn đề này thường được giải quyết bằng cách cho phép các điểm phản lực chuyển vị tương đối so với gối trong khi chúng đứng nguyên tương đối so với giàn ngang.

4.4.4. TẠO VỒNG VÀ LẮP DỰNG

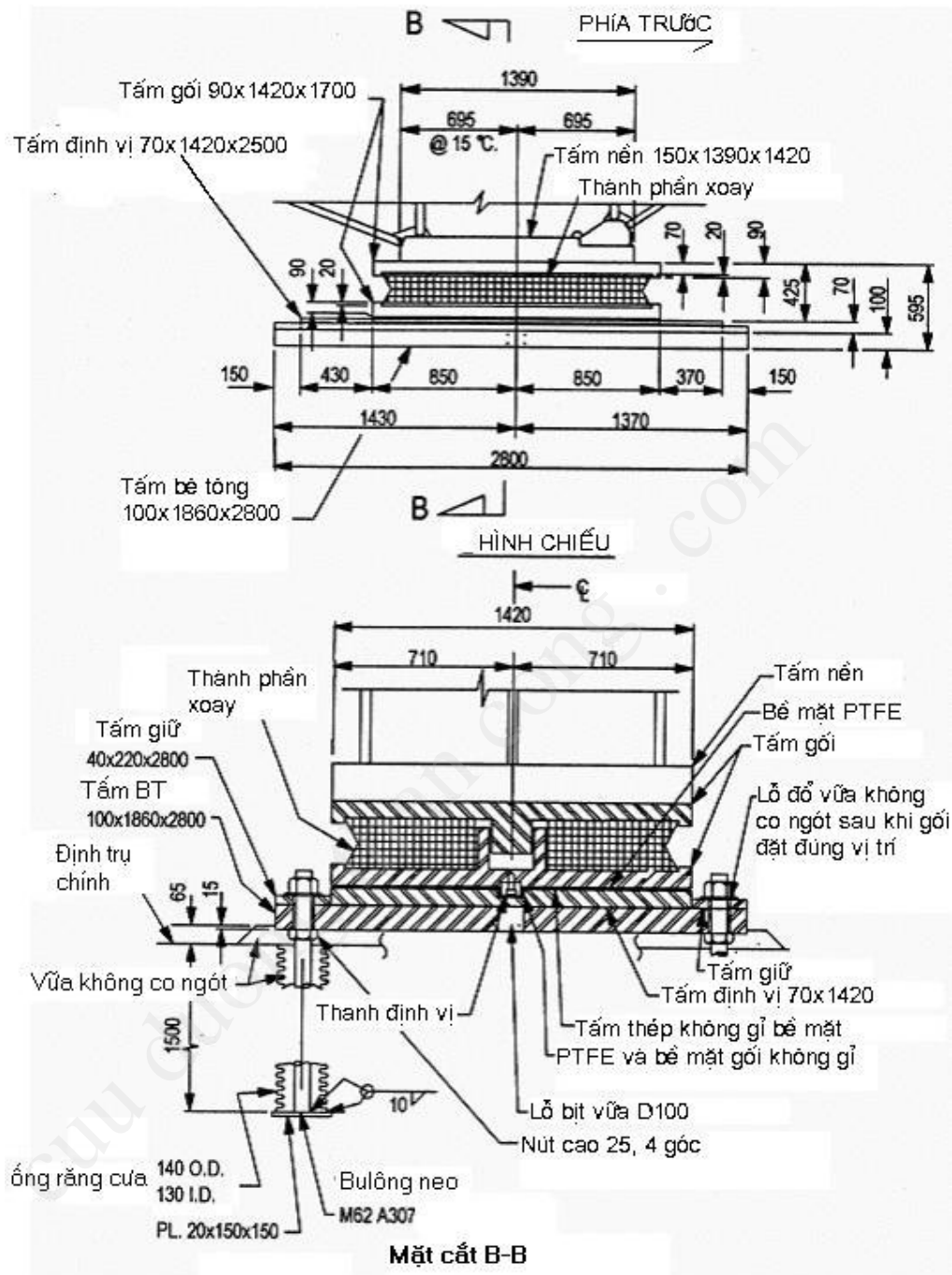
4.4.4.1. TẠO VỒNG HÌNH HỌC THEO PHƯƠNG THẲNG ĐỨNG

Một điều rõ ràng là tất cả các cầu đều có một vị trí hình học trên lý thuyết khi được xác định theo bản vẽ thiết kế cuối cùng. Cấu kiện nào cũng có chiều dài và vị trí lý thuyết trong không gian. Mục đích của nhà thiết kế, nhà sản xuất và người lắp dựng là tạo ra một chiếc cầu càng gần với vị trí lý thuyết càng tốt nhằm đảm bảo ứng suất thực tế tương tự với ứng suất thiết kế.

Để làm được điều này, các cấu kiện chính thường được tạo vồng. Các cấu kiện được căng kéo dưới một tải trọng được sản xuất sao cho chiều dài của chúng khi không có ứng suất phải ngắn hơn chiều dài khi chịu sự tác dụng của tĩnh tải của kết cấu. Áp dụng ngược lại đối với cấu kiện chịu nén. Sau đó trong tính toán hình học và ứng suất lắp dựng người ta có tính đến chiều dài tạo vồng. Trạng thái của cầu khi ngừng căng kéo gọi là vị trí hình học. Trong trạng thái này, tải trọng trên cầu vừa đủ để đưa toàn bộ các cấu kiện trở về chiều dài lý thuyết của chúng. Tại bất kỳ trạng thái khác, cầu sẽ có hình dạng khác và có thể xuất hiện các lực bổ sung do sự khác biệt

về hình dạng của nó tại một điểm thời gian bất kỳ với hình dạng cuối cùng. Điều này tương đối dễ hiểu trong trường hợp của giàn liên tục vì nó rõ ràng là không được xác định theo phương pháp tĩnh học và lực cắt và mômen tạo ra lực cấu kiện phụ thuộc vào hình dạng của nó. Tuy nhiên, điều này cũng đúng với giàn nhịp giản đơn bởi vì các khớp nối không phải là các đỉnh chốt không gây ma sát khi được giả định trong khi phân tích. Chính vì điều này mà ngay cả dạng giàn đơn giản nhất cũng có có các lực cấu kiện ngắn hạn khá lớn mà mômen cho đến khi nó đạt đến vị trí hình học. Như trình bày trong phần tiếp theo, có thể có mômen phụ trong vị trí hình học, phụ thuộc vào sự định vị của mô hình liên kết trên các đầu cấu kiện trong phân xưởng sản xuất.

Các cấu kiện phụ như là cấu kiện khung ngang và chuyển động thường không được tạo vòng. Chúng thường có xu hướng không chịu ứng suất trong vị trí hình học. Do đó chúng có thể phải chịu các lực tạm thời tại giai đoạn lắp dựng trung gian.



Hình 4.17 Gối đỡ điển hình

Tầm quan trọng của việc tạo vòng kết cấu để đạt đến ý tưởng của nhà thiết kế sẽ được trình bày trong phần sau. Trong kết cấu được xác định, các lực trong các chi tiết được xác định một mình bằng hình học, tải trọng, và điều kiện chịu tải thông qua công thức tính trạng thái cân bằng. Nhà thiết kế không thể thay đổi các tác dụng của kết cấu.

Trong kết cấu dư, nhà thiết kế có thể thay đổi lực liên quan đến bất kỳ một trường hợp tải trọng nào. Sau đó, sự phân bố lực lại được xác định một mình theo các điều kiện trên cộng với độ cứng tương đối của một loạt các chi tiết kết cấu.

Xét một trường hợp đơn giản. Nếu dầm giản đơn 2 nhịp đỡ 1 tải trọng đồng đều được đặt

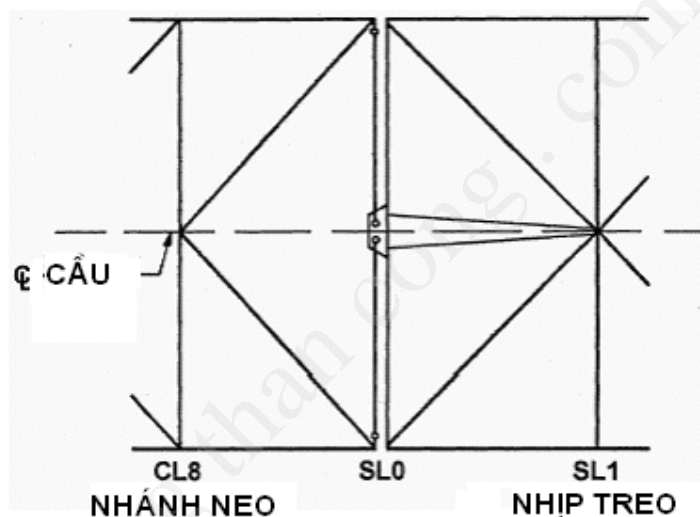
theo phương ngang dưới tải trọng đó thì yêu cầu tự nhiên là phải có phản lực và mômen âm tại trụ tương đương với giá trị được tính dưới đây cho trụ P1, P2, P3 :

$$R_1 = 3wl / 8 = R_3 \quad (4.1)$$

$$R_2 = 10wl / 8 \quad (4.2)$$

$$M_2 = wl^2 / 8 \quad (4.3)$$

Với giá trị phản lực, tải trọng và chiều dài dầm cho trước có thể xác định được độ võng tại bất cứ điểm nào trên dầm. Cho ví dụ với điều kiện dầm được đặt theo phương ngang, độ võng của dầm bằng 0 tại tất cả 3 điểm gối và dầm sẽ bị võng xuống giữa hai điểm. Để đặt được dầm vào vị trí ngang dưới tải trọng, bản thép sườn dầm phải được cắt ngược với hình dạng bị võng.



Hình 4.19 Sơ đồ giảng gió của cầu

Tập hợp phản lực lựa chọn và biểu đồ mômen tương ứng có thể được xác định cho dầm này bằng cách tạo vồng dầm sao cho cả 3 điểm gối không được nằm trên cùng một đường thẳng. Ví dụ, giả sử dầm được thiết kế để giảm mômen âm tại trụ giữa. Để đạt được điều này có thể cắt bản sườn dầm theo phương ngang sao cho dầm sẽ nằm trên 1 đường thẳng giữa hai phản lực ngoài phía dưới đoạn giữa dầm (với trọng lực đi xuống). Do đó, khi dầm được lắp dựng ngoài công trường thì cần phải có một độ uốn nhất định như dầm giản đơn của nhịp tương đương 2L cho đến khi dầm chạm đến gối giữa. Sau đó, đặt phần còn lại của tải trọng giống như một hệ 2 nhịp. Trừ khi tải trọng đạt đủ cường độ và được đặt theo phương ngược lại sao cho có thể tạo ra 1 lực đẩy tại gối tại tim cầu, sau đó xếp tất cả các tải trọng giống như một hệ 2 nhịp liên tục. Theo cách này, có thể xác định được điều kiện thuận lợi để tạo ra mômen tính tải ngang bằng trong 2 nhịp và trên gối. Tất cả các điều này đều cần thiết để xác định khoảng cách của điểm đặt gối trong vị trí đặt. Sau đó cắt dầm cho có cấu tạo được sử dụng trong công tác tạo vồng và lắp dựng dầm.

Trong thi công giàn, việc điều chỉnh các lực tự nhiên này rất hiếm khi được thực hiện. Thỉnh thoảng người ta mới sử dụng biện pháp tạo vồng để tạo ra một kết cấu quyết định tại vị trí hợp long thép tạo thuận lợi cho công tác lắp dựng. Đối với các loại dầm khác thì việc tạo vồng để kiểm soát lực rất phổ biến.

4.4.4.2. KIỂM SOÁT ĐỘ VÔNG KHI CHẾ TẠO NÚT GIÀN

Khi hoàn thiện các bước thi công chủ yếu trên một cấu kiện chính, như đột lỗ và khoan lỗ, và cắt và khi sản xuất các chi tiết liên kết với cấu kiện chính, thì toàn bộ các chi tiết sẽ được tạm khớp với nhau bằng bu lông liên kết, kẹp hoặc bằng hàn đính. Tại thời điểm này, cấu kiện sẽ phải được kiểm tra đảm bảo độ chính xác về kích thước, độ vuông góc, và hình chung là kiểm tra độ thích hợp của cấu kiện so với bản vẽ thi công chi tiết. Sau đó phải dò tìm nhằm phát hiện ra sự lệch trục của các bu lông trong các bộ phận liên kết với nhau và nếu cần thì phải doa rộng lỗ ra để nhét vừa bu lông vào. Khi hoàn thành bước lắp ráp, cấu kiện sẽ được bắt bu lông hoặc hàn với các liên kết cuối cùng được sản xuất trong xưởng.

Phương thức lắp ráp trong xưởng như trên là một kỹ thuật lắp ráp trong xưởng thông thường. Tuy nhiên có một cách lắp ráp khác chủ yếu liên quan đến cầu đường bộ và cầu đường sắt yêu cầu cần có tiêu chuẩn dự án. Các tiêu chuẩn này quy định rằng các lỗ bu lông liên kết ngoài hiện trường và mối nối hải được doa rộng ra trong khi các cấu kiện được lắp ráp trong xưởng. Các yêu cầu này cần phải được xem xét hết sức cẩn thận trước khi được quy định. Các bước khoan lỗ phụ, lắp ráp trong xưởng, và doa các mối liên kết ngoài hiện trường sẽ được tính thêm vào chi phí chính. Thiết bị khoan hiện đại điều khiển bằng máy tính có thể tạo ra các lỗ bu lông với đầy đủ các kích thước được đặt tại các vị trí có độ chính xác cao. Ví dụ như là quy trình AASHTO có các điều khoản quy định giảm bớt các bước lắp ráp trong xưởng đi khi sử dụng phương pháp khoan điều khiển bằng máy tính.

